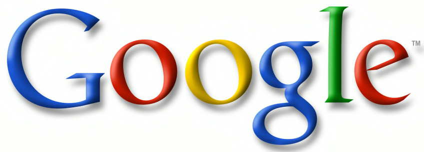
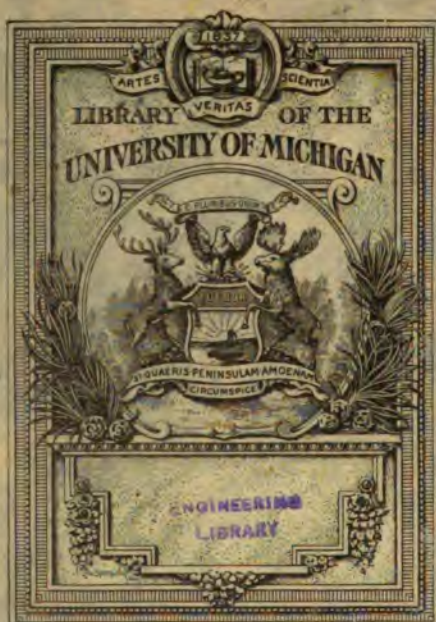

Google


1837
ARTES
VERITAS
SCIENTIA
LIBRARY OF THE
UNIVERSITY OF MICHIGAN
SI QUAERIS PENINSULAM AMOENAM
CIRCUMSPICE
ENGINEERING
LIBRARY



ANNALES

DES

PONTS ET CHAUSSÉES

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

6e SÉRIE

TOME IV

1882

2e SEMESTRE

5859. — PARIS. IMPRIMERIE LALOUX FILS ET GUILLOT
7, rue des Canettes. 7.

ANNALES

DES

PONTS ET CHAUSSÉES

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

RELATIFS

A L'ART DES CONSTRUCTIONS

ET AU SERVICE DE L'INGÉNIEUR

LOIS, DÉCRETS, ARRÊTÉS ET AUTRES ACTES

CONCERNANT

L'ADMINISTRATION DES PONTS ET CHAUSSÉES

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

6e SÉRIE

TOME IV

1882

2e SEMESTRE

PARIS

DUNOD, ÉDITEUR

LIBRAIRE DES CORPS DES PONTS ET CHAUSSÉES
DES MINES ET DES TÉLÉGRAPHES

Quai des Augustins, n° 49

ANNALES

DES

PONTS ET CHAUSSÉES

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

RELATIFS

A L'ART DES CONSTRUCTIONS

ET AU SERVICE DE L'INGÉNIEUR.

N° 38

NOTICE

SUR LA

CONSTRUCTION DU VIADUC DE CHASTELLUX

Par M. LAVOINNE, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

Aujourd'hui que, sauf aux abords des grandes villes, les routes de terre sont en général peu fréquentées, il est rare que leur importance puisse justifier l'exécution de grands ouvrages d'art, dont la dépense serait le plus souvent hors de proportion avec le résultat utile à obtenir. Il

est cependant des cas où cette exécution peut se présenter dans des conditions particulièrement économiques qui la rendent admissible.

C'est ce qui est arrivé pour le viaduc de Chastellux, construit de 1876 à 1878, dans le département de l'Yonne, sur la route départementale n° 7, d'Avallon (Yonne) à Lormes (Nièvre). Nous avons pensé qu'à ce titre, une courte notice consacrée à cet ouvrage présenterait un certain intérêt pour les lecteurs des *Annales*.

Exposé. — L'ancienne route départementale établie, comme il arrive souvent, sur l'emplacement d'anciens chemins partiellement rectifiés, présentant aux abords d'Avallon et de Chastellux des pentes de $0^{m},08$ à $0^{m},12$, l'amélioration en a été décidée par le Conseil général de l'Yonne, sur une longueur de 13500 mètres, et elle a fait l'objet d'une série de projets exécutés successivement de 1871 à 1878. La dernière section entreprise comprenait le passage de la rivière de Cure, affluent de l'Yonne, à Chastellux, où il existait déjà un pont que le Conseil général avait demandé d'utiliser pour la rectification; mais ce pont étant placé à un niveau très bas, entre deux rives très escarpées, on avait dû renoncer à cette utilisation, qui aurait conduit à un notable allongement de parcours, tout en forçant de recourir à de fortes pentes. Sur la proposition de M. l'Ingénieur de Liebhaber, on finit par adopter un tracé exigeant, il est vrai, la construction d'un nouveau pont, à 450 mètres en amont du premier, mais qui offrait le triple avantage d'être beaucoup moins sinueux, de procurer un raccourcissement de près de 500 mètres et de ramener la pente maxima à $0^{m},036$ par mètre.

Toutes les difficultés, dans ce nouveau tracé, étaient concentrées au passage de la rivière. Pour ce passage, qui devait s'effectuer à 16 mètres au-dessus du lit du cours d'eau, on étudia d'abord un pont biais à deux arches de 20 mètres d'ouverture, dont le projet fut mis en adjudication, mais

sans résultat, les entrepreneurs présents à l'adjudication ayant déclaré qu'ils ne pouvaient se charger, sans une augmentation notable des prix du bordereau, de la construction d'un pareil ouvrage, comportant beaucoup de taille de pierres de sujétion, d'une extraction et d'un bardage difficiles, et d'une mise en place coûteuse, dans un pays aussi dénué de ressources que le village de Chastellux.

A la construction d'un pont à deux arches, M. Prevost, ancien conducteur des Ponts et Chaussées, fabricant de ciment à Vassy-lez-Avallon, proposa de substituer un viaduc de 11 arches et de 20 mètres de hauteur maximum, construit en petits matériaux avec mortier de ciment de Vassy. Moyennant une certaine augmentation sur le montant du précédent projet de pont, moindre toutefois que l'augmentation précédemment demandée par les entrepreneurs, la construction de ce viaduc, par le relèvement du profil de la route, devait procurer, en fin de compte, une certaine économie sur l'ensemble des travaux de la rectification en réduisant le cube des déblais à la mine, et permettre, en outre, de diminuer l'inclinaison des rampes d'accès, en même temps qu'elle évitait d'obstruer par des remblais une vallée des plus pittoresques.

La proposition de M. Prevost fut accueillie favorablement par le Conseil général du département de l'Yonne, ainsi que l'offre de cet entrepreneur de se charger lui-même de la construction du viaduc, conformément à un projet arrêté par les Ingénieurs. Les travaux de terrassement et de confection de chaussée aux abords du viaduc, bien que se rattachant étroitement à l'exécution de cet ouvrage, en ce qu'ils devaient fournir la plus grande partie des matériaux à employer dans les maçonneries, furent mis à part pour faire l'objet d'une adjudication spéciale.

Dispositions générales du projet. — Le viaduc, ainsi que l'indique la figure 2 de la planche 8, traverse la vallée

en biais : il est formé de 11 arches en plein cintre de 9^m,50 d'ouverture et de 20 mètres de hauteur au-dessus de l'étiage. Le profil en long général (*fig.* 3) montre que le niveau de la chaussée, qui est en palier sur toute la longueur de l'ouvrage, est plus élevé de 3^m,22 que dans le projet primitif; le palier, qui a une longueur de 132^m,60, se raccorde de part et d'autre du viaduc avec des pentes de 0^m,011 et de 0^m,035.

Les figures 4, 5 et 6, Pl. 9, donnent les dispositions de détail de l'ouvrage. Les piles ont une épaisseur de 1^m,25 aux naissances et présentent un fruit, dans le sens longitudinal, de 0^m,02 par mètre. Celles qui sont implantées dans le lit de la rivière sont munies d'avant et d'arrière-becs demi-circulaires, qui ont entre le dessous de la plinthe et le socle une hauteur de 2^m,50.

Les culées, noyées jusqu'aux naissances des voûtes dans les remblais, ont une épaisseur de 1^m,50 et se raccordent avec des murs en retour dont l'épaisseur varie entre 1 mètre et 0^m,70. Les voûtes ont à la clef une épaisseur de 0^m,42 seulement : cette épaisseur croît progressivement jusqu'à 0^m,625 au niveau des naissances.

Pour diminuer le cube des maçonneries et les charges de remblai qu'elles ont à supporter, on a établi, dans l'axe des piles, des lunettes ayant un diamètre intérieur de 1^m,90, qui viennent contre-buter les voûtes vers les reins; ces lunettes sont établies transversalement avec une pente totale de 0^m,20 à partir de l'axe longitudinal du pont, et elles ont une épaisseur de 0^m,20 au sommet.

Transversalement, les piles ont un fruit de 0^m,03 par mètre et une épaisseur de 6^m,34 aux naissances. L'épaisseur entre les murs de tête se réduit à 6 mètres, immédiatement au-dessous des plinthes de couronnement. La chaussée, de 5 mètres de largeur, y compris deux demi-caniveaux de 0^m,50 de largeur, est encadrée entre deux trottoirs de 1 mètre de largeur chacun, portés en partie

par les murs des tympans, en partie par des corbeaux formant modillons, et l'empierrement repose sur une couche d'arène d'une épaisseur minima de $0^m,85$. Des gargouilles placées à la jonction de l'extrados des lunettes avec celui des voûtes, assurent l'assèchement des chapes.

L'emploi des pierres d'appareil a été limité aux plinthes des piles, des avant et arrière-becs et de couronnement des tympans, dont les faces supérieures forment trottoirs; celui des moellons d'appareil, aux parties des parements des piles sujettes à être atteintes par les eaux. Les corbeaux supportant les trottoirs, espacés de $0^m,728$ d'axe en axe et de $0^m,185$ de largeur, sont en pierre artificielle dont la composition sera indiquée plus loin. Le surplus des maçonneries a été exécuté en moellons bruts de dimensions variables, maçonnés avec mortier de ciment.

Les jointoiements ont été faits en général avec le mortier de pose, au fur et à mesure de l'exécution des maçonneries.

Le garde-corps en fer forgé, dont le type a été choisi de manière à s'harmoniser convenablement avec la construction, tout en étant aussi léger que possible, pèse 25 kilogrammes le mètre courant. Les figures (9) et (10), Pl. 9, en donnent les détails.

Exécution des travaux. — La construction du viaduc de Chastellux a occupé trois campagnes : dans la première, les piles ont été fondées et élevées au-dessus des plus hautes eaux; la deuxième a été employée à l'achèvement des piles et à l'exécution des voûtes; la troisième, au parachèvement de tous les travaux.

Fondations. — Ainsi qu'on le voit par le plan, le viaduc est à cheval sur le bief d'une usine. Cette circonstance a permis d'exécuter facilement tous les travaux de fondation, en faisant écouler successivement par le bief de l'usine et par le bras de décharge les eaux de la Cure. On a commencé par fonder les piles situées dans le bras de décharge;

puis, ouvrant une brèche dans le déversoir et fermant bras de l'usine par un batardeau en terre, on a exécu les fondations de deux piles de ce bras. Le rocher gran tique ayant été rencontré partout à une profondeur varia entre 0^{m},70 et 1^{m},30 au-dessous de l'étiage, les épuisemen ont été généralement peu importants : on a pu s'en tire soit avec de simples écopes, soit avec une pompe Letest manœuvrée à bras.

On s'est contenté de mettre le rocher à nu et d'en dé raser au moyen de coups de mine les parties trop déclive pour asseoir les premières assises de maçonnerie. Pou toutes les maçonneries en contre-bas du niveau des plus hautes eaux, le mortier de ciment, exclusivement employé, était fait par gâchées composées de 8 litres de sable de rivière, 6 de ciment de Vassy et 5 d'eau : la prise de ce mortier avait lieu en 5 minutes. On en a employé en moyenne 0^{mc},337 par mètre cube de maçonnerie de moellons bruts.

Les travaux de fondation, commencés en juin 1876, ont été terminés en octobre pour toutes les piles et culées, à l'exception de la culée de la rive droite. A la fin de cette campagne, close le 21 novembre, on avait en outre élevé toutes les piles au-dessus des plus hautes eaux.

Piles et voûtes. — L'achèvement des piles s'est effectué du 20 mars au 22 août 1877. On a employé exclusivement pour ces piles les moellons bruts porphyriques provenant des terrassements de la rectification proprement dite et le mortier de ciment précédemment décrit; on avait soin seulement de réserver pour les parements les moellons les plus réguliers.

Les maçonneries des piles ont été à diverses reprises interrompues par suite de la difficulté d'obtenir en quantités suffisantes, en temps utile, le sable et les moellons. Au sable extrait de la rivière, on a dû substituer en grande partie du sable provenant de carrières d'arène porphyrique, préalablement lavé dans des bassins établis sur le bord

à la minière. Le débitage en moellons des gros blocs de pierre rencontrés dans les terrassements, essayé d'abord avec la poudre de mine ordinaire, dont l'explosion ne produisait que des fragments trop considérables pour pouvoir être utilisés, n'a donné de bons résultats qu'en se servant de la dynamite, qui a fini par être exclusivement employée.

L'emploi exclusif dans les maçonneries de matériaux de petite dimension a permis d'effectuer l'approche de ces matériaux avec une passerelle mobile très légère, divisée en travées correspondant aux arches et s'appuyant sur le milieu des piles, que reproduisent les figures 7, 8, 9 et 12, Pl. 9 : les diverses travées de cette passerelle, soutenues en leurs milieux par des chevalets de construction très-simple, exécutés en bois ronds du pays, étaient relevées au fur et à mesure de l'élévation des maçonneries; des rails posés sur cette passerelle servaient à conduire à pied d'œuvre les wagonnets chargés de matériaux pris sur le coteau, et une conduite en plomb amenait l'eau nécessaire pour gâcher les mortiers sur le tas.

Les échafaudages pour tout le viaduc, n'ont pas coûté plus de 600 francs, non compris bien entendu les frais des déplacements successifs.

L'exécution des voûtes, commencée seulement le 24 août, constituait la partie la plus délicate de la construction du viaduc. Si, en raison de la prise rapide du mortier de ciment, on avait peu à redouter les effets de poussée, et si, par suite, on pouvait ne cintrer qu'un petit nombre de voûtes à la fois, des précautions spéciales devaient être prises pour prévenir le flambement des cintres, pendant le montage des voûtes, et éviter ainsi les fissures.

On s'est contenté de cintrer à la fois trois voûtes. Par surcroît de précaution, les entraits qui devaient recevoir ensuite les cintres étaient placés dans la travée suivante pour contre-buter les voûtes en construction.

Les cintres une fois mis en place, la voûte était maçon-

née en deux rouleaux : le premier rouleau, pour lequel on mettait en réserve les moellons les plus réguliers, était divisé en cinq voussoirs : on exécutait d'abord les deux voussoirs partant des naissances, puis le voussoir central, et on fermait le rouleau à la hauteur des joints de rupture, en exécutant simultanément les deux voussoirs des reins. Le tassement des cintres s'opérant ainsi avant cette fermeture, aucune déformation de la voûte au décintrement n'était plus à craindre. Le deuxième rouleau de la première voûte s'exécutait ensuite sur le premier en commençant par les naissances et finissant par le sommet, pendant que l'on maçonnait, avec les précautions qui viennent d'être indiquées, le premier rouleau de la voûte suivante.

Un jour après l'achèvement de ces deux rouleaux, on décintrait, à l'aide de boîtes à sable, la première voûte, sur laquelle on procédait immédiatement à l'exécution de la chape, de $0^{m},025$ d'épaisseur en ciment de Vassy. Les maçonneries des deux voûtes suivantes s'exécutaient ensuite de la même manière, pendant que l'on transportait le premier cintre entre la troisième et la quatrième pile, pour la construction de la quatrième voûte.

En opérant ainsi de proche en proche, on est parvenu à clore successivement toutes les voûtes dans un intervalle variant de 6 à 10 jours entre deux décintrements, les retards qui se sont produits dans l'approvisionnement des matériaux ayant forcé d'en ralentir à diverses reprises l'exécution. Néanmoins l'exécution complète des onze voûtes n'a pas demandé plus de 80 jours, le premier rouleau de la première voûte ayant été commencé le 24 août, et le 2e rouleau de la onzième, terminé le 12 novembre.

La passerelle qui avait servi à la construction des piles, élevée au-dessus des cintres, a suffi pour l'exécution des voûtes.

Le surplus de la campagne de 1877, du 12 novembre au 12 décembre, a été employé à l'exécution des massifs

de remplissage au-dessus des piles et d'une partie des lunettes qui les surmontent. Pour les maçonneries de ces massifs, comme pour ceux des culées, on s'est contenté de mortier de chaux moyennement hydraulique. L'intérieur des culées a été rempli de pierres posées à la main, substituées aux remblais pilonnés en terre, à la poussée desquels n'auraient pas résisté les murs en retour peu épais des culées.

En 1878, on a achevé les lunettes et les tympans, exécuté les remblais sur les voûtes et l'empierrement, construit les trottoirs et posé les garde-corps. On avait déjà préparé à la fin de la campagne précédente, quelques consoles en pierre artificielle destinées à supporter les plinthes. Ces consoles, dont les figures 10 et 11 donnent la coupe et l'élévation, avaient été confectionnées en béton de ciment comprimé dans des moules, et composé de $0^{mc},90$ de pierres cassées à l'anneau de $0^{m},06$, et $0^{mc},45$ de mortier. Ce mortier était dosé à 400 kilogrammes de ciment de Vassy et 500 kilogrammes de ciment de Portland pour $0^{mc},75$ de sable pour les unes; pour les autres, on avait employé le ciment de Vassy seul à la dose de 900 kilogrammes.

Pour apprécier la résistance de ces consoles, on en a encastré deux, une de chacune des compositions précédentes dans un des murs en retour du viaduc, et on leur a fait supporter une charge de pierres que l'on a poussée jusqu'à 3 080 kilogrammes, en ayant soin de la répartir également sur les deux consoles. Sous cette charge, la rupture des consoles a eu lieu en commençant par la console à mortier de ciment de Vassy seul. Dans les deux cassures, de formes plus ou moins régulières, qui s'étaient produites dans chaque console, à une distance moyenne de $0^{m},15$ du parement du mur, les pierres restées apparentes étaient complètement dépouillées de mortier, d'où l'on pouvait induire que l'adhérence du mortier à la pierre était sensiblement moindre que la cohésion propre du mortier.

Les autres consoles ont été en conséquence exécutées en mortier uniquement dosé à à 200 kilogrammes de ciment de Vassy et 500 kilogrammes de ciment de Portland pour $0^{m},75$ de sable. Les expériences faites sur ces consoles, dans les mêmes conditions que précédemment, ont démontré qu'il fallait pour les rompre une charge notablement supérieure à celle déjà constatée. Pour déterminer la rupture, après les avoir chargées du même poids, on a dû y ajouter l'effort produit par un poids de 30 kilogrammes, tombant d'une hauteur de $1^{m},50$ sur un plateau surmontant la même charge que précédemment.

L'intervalle entre la plinthe formant bord extérieur du trottoir et la bordure intérieure a été garni en mortier de ciment de Vassy.

Au commencement d'août 1878, les travaux étaient complètement terminés, et le viaduc en mesure d'être livré à la circulation.

Dépenses. — La dépense de construction du viaduc a été réglée définitivement à $92112^{f},24$; elle se décompose ainsi qu'il suit :

INDICATION DES OUVRAGES.	QUANTITÉS.	PRIX de l'unité.	DÉPENSES.	
1° *Maçonneries :*				
Maçonnerie de pierre de taille. .	73^{m3},77	57^{f},45	4 238^{f},09	
— moellons smillés.	85^{m3},07	31 00	2 637 17	
Maçonnerie de moellons bruts avec mortier de chaux.	239^{m3},55	9 45	2 263 75	
Maçonnerie de petits matériaux avec mortier de ciment et sable ordinaire.	2 646^{m3},25	22 85	58 181 81	
Maçonnerie avec sable de choix.	16^{m3},53	24 31	403 06	
Béton de ciment comprimé. . . .	2^{m3},12	40 00	84 80	
Parements vus, droits, de pierre de taille..	367^{m2},88	7 00	2 575 16	
Parements vus, courbes, de pierre de taille.	25^{m2},01	8 00	200 08	
Parements vus de moellons smillés.	513^{m2},28	3 50	1 796 48	
Jointoiements de maçonnerie de pierre de taille.	622^{m2},09	0 50	311 04	
Jointoiements de maçonnerie de moellons smillés.	258^{m2},36	1 00	258 36	
Jointoiements de maçonnerie de moellons bruts.	1 858^{m2},90	1 30	2 416 57	
Consoles moulées avec mortier de ciment de Vassy et de Portland..	382^{m2},00	10 30	3 934 60	
Chape en mortier de ciment de Vassy sur l'extrados des voûtes.	$\frac{446^{m2},66}{3}$	3 00	1 340 00	
Chape en mortier de ciment de Portland sur les trottoirs. . . .	92^{m2},13	2 55	234 93	
2° *Charpente :*				
Charpente en bois blanc, pour cintres, 1er emploi	45^{m3},517	52 40	2 374 61	
Charpente en bois blanc, pour cintres, 2e et 3e emplois. . . .	117^{m3},344	20 00	2 346 88	
3° *Métaux :*				
Fer pour boulons, 1er emploi.. . .	135^{kg},60	0 40	54 12	
— 2e et 3e emplois .	360^{kg},80	0 20	72 16	
Pointes pour couchis.	100^{kg},00	0 60	60 00	
Fer pour garde-corps. , ...	6 899^{kg},00	0 80	5 519 20	
Pose et scellement des garde-corps.	264^{kg},50	3 06	809 37	
Total des dépenses à l'entreprise.			92 112^{f},24	
Dépenses en régie pour épuisements, garde-corps sur le viaduc, pose et fourniture de bornes et lisses aux abords, gargouilles pour l'écoulement des eaux. . . .			6 967 21	
Soit en totalité.				99 079^{f},45

Ce dernier chiffre ne comprend pas le prix d'extraction des matériaux, formant un cube de 2 808^{mc},69, employés dans les maçonneries autres que celles d'appareil, et provenant des fouilles de la rectification. Ce cube de matériaux, compté au prix de l'entreprise spéciale des terrassements, qui était de 4^{f},40, n'élèverait la dépense totale qu'à 111 437^{f},68.

Même avec cette addition, le prix de revient du viaduc n'en demeure pas moins très bas.

La superficie totale en élévation du viaduc étant de 2 056^{m2}, le prix du viaduc par mètre superficiel en élévation ressort seulement à 48 francs.

Le rapport du vide au plein s'élève à 2,74.

La pression par centimètre carré sur le socle des fondations ne dépasse pas 5^{k},5.

L'économie et la rusticité de la construction n'enlèvent d'ailleurs rien à l'effet pittoresque de l'ouvrage, qui s'harmonise très bien avec le site sauvage qu'il occupe, et avec le vieux manoir de Chastellux, au pied duquel il est établi.

Le même mode de construction, appliqué à un viaduc de chemin de fer, au lieu de l'être à un viaduc pour route de terre, perdrait un peu de sa légèreté, par suite de la nécessité de pouvoir résister au passage de charges roulantes plus considérables et animées de plus grandes vitesses ; il est toutefois à remarquer que pour un chemin de fer à une voie, qui n'exigerait que 4^{m},50 de largeur entre les têtes, au lieu de 6 mètres, le renforcement des voûtes et des piles trouverait une certaine compensation dans cette réduction de largeur, en sorte que le cube des maçonneries ne serait en définitive que faiblement augmenté. On pourrait donc, dans les terrains d'extraction difficile, se servir avantageusement de ce système de construction pour réduire l'importance des terrassements, en substituant à des remblais d'une certaine hauteur, des viaducs plus élevés, de manière à diminuer par un certain

relèvement du tracé le nombre et la profondeur des tranchées.

Conclusion. — L'exécution par grandes masses de maçonneries avec mortier de ciment à prise soit rapide, soit lente, est entrée depuis longtemps dans la pratique, surtout pour les constructions où l'on doit viser particulièrement à la légèreté. L'exemple du viaduc de Chastellux démontre que dans certaines circonstances cet emploi peut devenir très économique, en ce qu'il permet de substituer aux matériaux de choix des matériaux de petit volume et de faible valeur, tout en permettant de réduire dans une forte proportion le cube des ouvrages, grâce à la cohésion que le mortier de ciment donne aux maçonneries, susceptibles alors de développer une résistance plus grande à l'écrasement par le seul fait de l'obstacle que la cohésion oppose à l'expansion latérale (*).

Aujourd'hui que les progrès accomplis dans la fabrication et l'épreuve des ciments permettent de pouvoir compter sur leur qualité, ce mode d'emploi dans un grand nombre de cas où l'on n'a pas à se préoccuper de l'effet décoratif, pourrait rendre d'utiles services en donnant le moyen d'exécuter économiquement et rapidement, avec toutes les garanties de solidité et de durée désirables, les grands ouvrages en maçonnerie (**).

Rouen, 16 février 1882.

(*) Dans les voûtes du viaduc de Chastellux, en supposant la courbe de pression passant respectivement à la clef et aux reins aux $\frac{2}{3}$ et au $\frac{1}{3}$ de l'épaisseur de la voûte à partir de l'intrados, hypothèse qui correspond sensiblement au minimum de la poussée, on trouve que la pression atteindrait alors 10 kilogrammes par centimètre carré. Ce chiffre de 10 kilogrammes par centimètre carré pourrait être adopté d'une manière normale, pour les constructions de ce genre, plusieurs épreuves ayant démontré que les mortiers à parties égales de sable et de ciment de Vassy pouvaient supporter jusqu'à 136 kilogrammes.

(**) Le viaduc de Chastellux a été exécuté par M. Prevost sous la direction de MM. Bernard et Lavoinne, ingénieurs en chef, de Liebhaber, ingénieur ordinaire, et sous la surveillance de M. Léger, conducteur.

N° 39

NOTE
SUR LA FABRICATION DE L'ACIER
AU MOYEN DE FONTES PHOSPHOREUSES
AUX USINES DU CREUSOT

Par M. DELAFOND, Ingénieur des Mines

PRÉAMBULE.

Nous avons été, en juillet 1881, chargé par M. le ministre des travaux publics du service de réception des rails fabriqués aux usines du Creusot, pour les chemins de fer construits par l'Etat.

Les cahiers des charges imposés aux fournisseurs stipulent que « l'emploi des procédés de fabrication qui ne seraient pas consacrés par l'expérience sera subordonné à l'approbation de l'administration ».

Les méthodes employées par MM. Thomas et Gilchrist, pour obtenir de l'acier au moyen de fontes phosphoreuses, étant très récentes et rentrant ainsi dans le cas visé par l'article précité, MM. Schneider ont dû solliciter de l'administration l'autorisation de livrer des rails en acier déphosphoré.

Nous avons été par suite amené à étudier d'une manière détaillée les méthodes de déphosphoration pratiquées au Creusot, et à apprécier la qualité des produits fabriqués.

La Commission du matériel fixe des chemins de fer de l'Etat, estimant que les résultats obtenus dans cette usine par le traitement des fontes phosphoreuses présentaient le plus haut intérêt, nous a invité à rédiger sur cette importante

question un mémoire destiné à être inséré dans les *Annales des mines* et celles des *ponts et chaussées.*

Nous devons, avant d'aborder notre sujet, dire que nous avons trouvé auprès de MM. Schneider le plus grand empressement à nous fournir tous les documents techniques qui nous étaient utiles; aussi saisissons-nous avec empressement cette occasion de leur adresser nos remercîments.

HISTORIQUE DE LA QUESTION

La fabrication de l'acier au convertisseur Bessemer et au four Martin avait exigé, jusqu'à ces dernières années, l'emploi de fontes exemptes de phosphore. Un éminent professeur de métallurgie à l'Ecole des mines de Paris, M. Gruner, avait fait remarquer, depuis longtemps, que c'était la présence d'un revêtement siliceux qui s'opposait aussi bien au convertisseur qu'au four à réverbère, à l'élimination du phosphore, et il ajoutait que ce métalloïde serait expulsé, lorsque les appareils seraient munis d'un revêtement basique. Deux métallurgistes anglais, MM. Thomas et Gilchrist, ont suivi la voie indiquée par M. Gruner, et, dès 1878, ils purent annoncer qu'ils étaient arrivés à déphosphorer les fontes au convertisseur Bessemer, en garnissant cet appareil avec des briques de chaux magnésienne.

MM. Schneider ont, en novembre 1879, tenté au Creusot l'application des procédés de MM. Thomas et Gilchrist. Tout d'abord les résultats obtenus au convertisseur furent peu satisfaisants; au four Martin Siemens, au contraire, le succès fut immédiat. Mais plus tard, on arrivait également à réussir l'opération dans la cornue Bessemer, et actuellement la fabrication marche d'une manière courante et sûre, aussi bien au convertisseur qu'au four à reverbère.

On produit donc au Creusot deux variétés d'aciers : l'une qui est désignée sous le nom d'*acier acide*, parce qu'elle

est obtenue avec des revêtements siliceux; l'autre, qu'on appelle *acier basique*, parce qu'elle est produite en présence de revêtements de chaux magnésienne.

Nous étudierons successivement la déphosphoration au convertisseur Bessemer et au four à réverbère, mais nous ne traiterons que d'une manière incidente les questions qui ne se rattachent pas à la fabrication des rails.

DÉPHOSPHORATION AU CONVERTISSEUR

Nous diviserons l'étude de la déphosphoration au convertisseur en deux chapitres distincts :

1° Procédés de fabrication; 2° qualité des produits.

I. — Procédés de fabrication.

L'examen des procédés de fabrication fera lui-même l'objet des cinq paragraphes suivants :

1° Disposition des appareils; 2° conduite d'une opération; 5° usure et réparation des appareils; 3° réactions qui ont lieu pendant l'affinage; 5° composition que doit avoir la fonte traitée.

§ 1er. *Disposition des appareils.* — Les convertisseurs employés sont les mêmes que ceux qui servent aux opérations Bessemer-acide. La seule différence consiste dans le mode de revêtement. On a abandonné au Creusot l'emploi des briques dolomitiques; on fait usage d'un pisé de chaux magnésienne, aggloméré au moyen de goudron de gaz anhydre.

Cette chaux a la composition moyenne suivante :

Chaux	53,00
Magnésie	35,80
Silice, alumine	7,70

Elle provient de calcaires dolomitiques originaires du trias; ces derniers doivent être calcinés à une haute température, pour que la silice et l'alumine réagissent sur la chaux et la magnésie.

La chaux ainsi fabriquée est pulvérisée, tenue à l'abri de l'humidité, et mélangée avec 10 ou 11 p. 100 de goudron. On obtient alors une poudre brune qui est damée contre les parois du convertisseur, à l'aide d'un pilon en fer préalablement chauffé.

L'épaisseur du pisé peut être de 0^m,65 environ au fond de la cornue; dans les autres parties, elle ne dépasse pas 0^m,45.

Les tuyères sont en terres siliceuses; ce sont d'ailleurs les mêmes que celles qui servent à une opération acide.

On a reconnu qu'il était inutile de protéger au moyen de bauxite ou de graphite, pour empêcher les combinaisons chimiques, les points de contact de la silice des tuyères avec la chaux magnésienne du revêtement.

Aucune disposition n'est employée pour garantir le col des convertisseurs contre les engorgements; on évite ces derniers en ayant des scories suffisamment fluides.

Mais on reconnut l'utilité de rendre amovible la partie inférieure de la cornue, à l'effet de faciliter les réparations du revêtement.

Lorsqu'un appareil vient d'être muni d'un garnissage neuf, on le chauffe fortement avec du coke. On obtient ainsi un double résultat; d'une part, on élimine les matières volatiles du goudron, dont les vapeurs carburées constitueraient une gêne pour l'affinage de la fonte, en même temps qu'elles masqueraient en partie la couleur des flammes s'échappant de la cornue; d'autre part, le goudron laisse une carcasse de coke qui donne de la cohésion à l'ensemble du revêtement.

La poche et les moules de coulée sont les mêmes que ceux qui servent à une opération Bessemer-acide; aucune

modification n'est apportée non plus à la pression du vent et au volume d'air par seconde.

§ 2. *Conduite d'une opération.* — Dans une cornue pouvant traiter dix tonnes de fonte dans une opération acide, on affine environ huit tonnes de fonte phosphoreuse.

On introduit préalablement dans le convertisseur 16 à 18 p. 100 de chaux fortement chauffée, provenant directement d'un four de calcination situé tout à côté des appareils. On ajoute encore 1,5 p. 100 de fluorure de calcium.

La fonte est amenée liquide du haut fourneau ; dès qu'elle est versée dans la cornue, on donne le vent et l'affinage commence.

L'opération se divise en quatre parties bien distinctes, qui peuvent être définies comme il suit : 1° scorification ; 2° décarburation ; 3° sursoufflage ; 4° recarburation.

La *scorification* correspond principalement au départ du silicium. Comme ce métalloïde est en petites proportions dans la fonte traitée, la scorification ne dure que 1 minute 1/2 à 2 minutes.

La *décarburation* vient ensuite. Le carbone de la fonte est brûlé ; une longue flamme, due à la combustion de l'oxyde de carbone, s'échappe de l'orifice de la cornue. Cette opération dure 9 ou 10 minutes.

On arrête alors le vent, on incline le convertisseur et on fait écouler les scories liquides. On ajoute de nouveau 5 à 6 p. 100 de chaux identique à celle de la première addition, puis on relève l'appareil et on donne le vent.

On entre alors dans la période du *sursoufflage*, pendant laquelle s'opère le départ du phosphore. Cette opération dure de 4 à 5 minutes, la température s'élève beaucoup.

On arrête de nouveau le vent, et on évacue aussi complétement que possible les scories qui sont devenues très

fluides. Ces dernières sont deux fois plus abondantes que celles qui ont été expulsées à la fin de la décarburation.

On fait procéder, tandis que la cornue est renversée, à une prise d'essai du métal, laquelle est aussitôt martelée, trempée et cassée. L'aspect de la cassure indique si le bain est suffisamment déphosphoré; une cristallisation à grains plats et brillants dénote une proportion de phosphore trop élevée. Si ce dernier cas se présente, on recommence le sursoufflage pendant quelques instants, et on procède, s'il le faut, à une nouvelle prise d'essai. Lorsqu'on est certain que la déphosphoration est suffisante, on opère la ***recarburation*** du bain au moyen de spiegeleisen.

Le spiegel renferme 18 p. 100 de manganèse ; on en met en moyenne 10 p. 100 de la charge initiale. L'addition est faite en deux fois, une première partie (1/5 environ) est ajoutée dans la cornue, le reste est introduit dans la poche de coulée.

On verse ensuite dans cette dernière le métal du convertisseur, et on procède à la coulée dans les moules.

Le déchet est important, il s'élève à 18 p. 100 environ. Dans une opération acide il n'est que de 8 à 9 p. 100 (*).

§ 3. *Usure et réparations.* — Il était naturel de supposer que le niveau moyen occupé par les scories dans la cornue devait, à cause de l'action des silicates sur la chaux, correspondre à la plus forte usure du revêtement. Or il n'en est rien. C'est le fond du convertisseur qui est corrodé le plus rapidement, et, résultat fort inattendu, les tuyères, bien que siliceuses et refroidies par le vent, sont rongées plus énergiquement que le pisé basique. On a constaté en outre que c'était pendant le sursoufflage, c'est-à-dire au moment où la température du bain atteint

(*) Le déchet est évalué par rapport aux charges de fonte et de spiegel. Pour 1 000 kilog. de lingots produits on a de 400 à 500 kilog. de laitiers.

son maximum, que le revêtement était le plus fortement attaqué.

Quelle est la cause de cette usure des tuyères? Est-elle due à une simple action mécanique, résultant soit du vent, soit des mouvements d'oscillation du métal dans la cornue? Ou tient-elle à la formation, par suite de l'action de l'air sur un métal très chaud, d'oxydes de fer et de manganèse qui réagissent à leur tour sur la silice des tuyères? Cette dernière explication nous paraît être la plus vraisemblable.

Après 15 ou 20 opérations, le revêtement du fond des cornues exige des réparations; on enlève alors ce fond qui est amovible, ainsi qu'il a été déjà mentionné; on change les tuyères et le pisé qui entoure ces dernières; le surplus du garnissage n'exige généralement que l'application d'une couche de pisé complémentaire.

Ce n'est qu'après 80 ou 100 opérations que le reste du convertisseur a besoin de réparations, qui consistent seulement en addition d'une couche de pisé.

§ 4. *Réactions qui ont lieu pendant l'affinage.* — Examinons maintenant les réactions qui ont lieu dans le convertisseur durant une opération.

La fonte traitée est blanche, légèrement truitée; elle a, en moyenne, la composition suivante :

Carbone.	3,00	p. 100.
Silicium.	1,30	—
Manganèse	1,50 à 2,00	—
Phosphore.	2,50 à 3,00	—
Soufre.	0,20 (au maximum).	

Le *silicium* disparaît le premier, d'une façon complète, et pendant un temps très court (1 1/2 à 2 minutes). Se combine-t-il directement avec la chaux qui a été ajoutée dans la cornue, ou forme-t-il d'abord des silicates de fer

et de manganèse qui sont ultérieurement transformés en silicates de chaux ? Cette dernière hypothèse nous paraît être la plus probable. La température de la chaux, au début de l'opération, est en effet moins élevée que celle du bain ; c'est là, semble-t-il, un obstacle à une formation immédiate du silicate de chaux.

On peut faire observer encore que si la silice agissait directement sur la chaux, il devrait se produire, à ce moment de l'opération, une corrosion notable du revêtement basique ; or, on a reconnu, au contraire, que l'usure était alors peu sensible. En tout cas, et c'est là le point important, le silicium est complètement transformé en silice, grâce à la présence des excès de bases avec lesquelles il forme des silicates.

Dans une opération acide, où ces conditions n'existent pas, puisque les scories et le revêtement sont essentiellement siliceux, l'élimination du silicium est incomplète.

Lorsque le départ du silicium est effectué, le *carbone* commence à brûler. La température du bain s'élève progressivement, par l'effet de cette combustion, et une partie des scories devient liquide. La fluorine qui a été ajoutée a pour effet d'accroître sensiblement cette fluidité.

A la fin de la décarburation, les scories ont en moyenne la composition suivante :

Silice	22,00	p. 100
Chaux et magnésie	47,00	—
Acide phosphorique	12,00	—
Oxydes de fer et de manganèse	11,00	—
Alumine, oxyde de chrome, acide vanadique, acide sulfurique	5,00	—

Comme ces scories renferment en notables proportions de la silice et de l'acide phosphorique, dont la présence est essentiellement nuisible, on les expulse le mieux possible ; mais leur évacuation n'est que partielle, parce qu'elles n'ont pas encore été portées à une température

suffisamment élevée pour avoir été entièrement liquéfiées.

Le *phosphore* commence à être expulsé dès le début de l'affinage, mais son départ est d'abord insignifiant (*). Tant qu'il se forme de l'oxyde de carbone en abondance, l'acide phosphorique ne saurait exister; il serait immédiatement réduit. Ce n'est que vers la fin de la décarburation que l'élimination devient notable; les analyses des premières scories rejetées de la cornue dénotent en effet une teneur élevée en acide phosphorique.

On peut même admettre que la cinquième partie au moins du phosphore contenu dans les fontes a été éliminée à la fin de la décarburation, lorsque la teneur initiale est de 2 à 3 p. 100.

Mais c'est surtout pendant le sursoufflage que ce métalloïde est oxydé et passe dans les scories. Aussi, pour éviter que l'acide phosphorique attaque les parois du convertisseur, et afin de rendre les scories essentiellement basiques, on a recours, comme nous l'avons déjà dit, à une nouvelle addition de chaux.

La combustion du phosphore développe beaucoup de calories; la température dans la cornue devient très élevée et les scories acquièrent une grande fluidité. On peut alors expulser ces dernières.

Elles ont à peu près la composition suivante :

Silice.	12,00	p. 100
Chaux et magnésie	54,00	—
Oxydes de fer et de manganèse	11,00	—

(*) Quelques métallurgistes ont pensé que le phosphore était oxydé en partie pendant la période de scorification, mais que l'acide phosphorique produit était réduit par l'oxyde de carbone durant la décarburation. Il ne nous paraît pas démontré qu'une notable partie du phosphore soit oxydée en même temps que le silicium, attendu que les premières scories formées doivent être très acides; la chaux est probablement à une température trop peu élevée pour absorber facilement la silice, au fur et à mesure que cette dernière est produite.

Acide phosphorique (*)	16.00	—
Alumine, oxyde de chrome, acide vanadique, acide sulfurique.	5,00	—

Ces scories sont riches en acide phosphorique et relativement pauvres en silicium.

Dès que les prises d'essai dénotent que le phosphore est convenablement éliminé, on arrête le sursoufflage. Si on continuait plus longtemps l'action du vent, l'oxydation du fer deviendrait énergique, et il se produirait d'énormes déchets.

Le départ du *manganèse* s'effectue d'une manière à peu près régulière pendant toute la durée de l'opération; avec une fonte contenant 1, 5 ou 2 p. 100 de ce métal, il n'en reste plus que des quantités très faibles à la fin du sursoufflage (0,01 à 0,02 p. 100).

Le *soufre* lui-même est éliminé en partie; ainsi, tandis que la fonte en renferme parfois 0,20 p. 100, l'acier n'en contient plus que 0,03 en moyenne, c'est-à dire que plus des 4/5 de ce métalloïde sont expulsés. Il est probable que c'est pendant les périodes du sursoufflage et de la recarburation que s'effectue le départ du soufre.

On a donc, après le sursoufflage, un produit fondu ne renfermant que des traces de silicium, de carbone, de phosphore, de très petites quantités de manganèse et de soufre, mais contenant un peu d'oxyde de fer qui le rendrait rouverin. Il faut, pour obtenir de l'acier, réduire cet oxyde de fer, et ajouter au métal un peu de carbone. On arrive à ce résultat avec une addition de spiegeleisen.

Le carbone et le manganèse du spiegel réduisent l'oxyde de fer, et une partie de ces deux corps reste dans le métal. En faisant varier les quantités de spiegel ajoutées, on peut

(*) Nous ne dirons rien de l'état de combinaison du phosphore dans les scories, cette question n'étant probablement pas encore résolue d'une façon certaine.

augmenter ou diminuer, à volonté, la teneur en carbone du produit final.

Il se forme, par la réaction du spiegel, de l'oxyde de carbone qui agirait sur l'acide phosphorique des scories, et ferait rentrer du phosphore dans le bain, si on n'avait pas eu la précaution d'expulser préalablement ces scories. Cependant il est impossible d'évacuer complètement ces dernières, et il se produit toujours une réinvasion du phosphore.

On peut arriver à diminuer cet inconvénient en faisant l'addition du spiegel dans la poche de coulée, avant de verser le métal du convertisseur; mais on a alors à redouter une trop grande effervescence (par suite des réactions chimiques qui s'opèrent), et les projections qui pourraient en être la conséquence. On a donc pris le parti, au Creusot, de verser le tiers environ du spiegel dans le convertisseur et le reste dans la poche.

Grâce à ces précautions, la réinvasion du phosphore ne dépasse pas 0,020 p. 100.

§ 5. *Composition que doit avoir la fonte.* — L'affinage au convertisseur assure le départ, aussi complet qu'on puisse le désirer, du silicium et du phosphore, mais le soufre n'est éliminé que partiellement.

Ce dernier corps étant nuisible à la qualité de l'acier qu'il rend rouverin, il importe de traiter seulement des fontes en renfermant une faible proportion. On arrivera à ce résultat en imprimant aux hauts fourneaux une allure chaude avec laitiers très calcaires; la présence du manganèse dans le lit de fusion aidera puissamment aussi à faire passer le soufre dans les laitiers.

Pour les autres corps que renferme la fonte, il faut tout d'abord que le total des calories développées par leur combustion permette de porter le produit final à une haute température, et de fondre les scories.

Or la proportion de carbone ne varie que dans des limites assez étroites, et son oxydation ne donne pas beaucoup de chaleur. C'est donc sur les calories développées par les autres corps, silicium, manganèse et phosphore, qu'il faut compter principalement pour obtenir le résultat voulu. Examinons séparément quelles proportions de ces divers corps doit contenir la fonte.

Silicium. — Le silicium fournit beaucoup de calories et son élimination au convertisseur est certaine. Comme il brûle dès le début, il élève de suite la température du bain ; pour ce motif, sa présence dans la fonte semble être indispensable. Cependant, il ne faut pas que le silicium soit en proportion élevée, parce qu'alors on aurait les inconvénients suivants : addition de chaux trop considérable pour neutraliser la silice ; grande masse de laitiers réduisant l'effet utile du convertisseur ; usure du revêtement.

Aussi, au Creusot, estime-t-on qu'il y a convenance à ne pas traiter des fontes contenant plus de 1,00 à 1,50 p. 100 de silicium.

Manganèse. — Le manganèse ne présente que des avantages ; nous avons déjà dit qu'il facilite l'obtention, au haut fourneau, de fontes peu sulfureuses. Au convertisseur, il agit également en rendant les scories plus fluides, en favorisant probablement l'expulsion du soufre, et en préservant le fer contre une oxydation énergique pendant le sursoufflage.

Malheureusement les fontes manganésifères coûtent cher ; et on est conduit à limiter autant que possible, dans les lits de fusion des hauts fourneaux, l'addition de minerais de manganèse.

Phosphore. — C'est donc en augmentant la proportion

de phosphore qu'on arrivera généralement à élever la température dans la cornue.

Ainsi, les premiers essais tentés au Creusot, avec des fontes renfermant seulement 0,9 p. 100 de phosphore, furent infructueux. On n'obtint de bons résultats que lorsque la proportion de phophore atteignit 1,7 à 1,8 p. 100. Et récemment on a été, pour des motifs que nous ferons connaître plus loin, amené à accroître encore la proportion de phosphore, et à la porter à 2,50 ou 3 p. 100.

Cependant une forte teneur en phosphore n'est pas sans présenter des inconvénients qui peuvent se résumer comme il suit : durée du sursoufflage trop considérable, et, par suite, accroissement des déchets et usure plus forte du revêtement.

II. — Produits obtenus.

Nous avons, pour apprécier la qualité des aciers déphosphorés, à étudier les éléments suivants : 1° Composition chimique ; 2° Propriétés mécaniques ; 3° Structure physique.

§ 1er. — *Composition chimique.* — MM. Schneider nous ont fourni les résultats des analyses effectuées en août et septembre 1881, sur les aciers acides et basiques, destinés à la fabrication des rails. Chaque coulée d'acier basique a été l'objet d'un essai chimique ; pour l'acier acide on a analysé seulement une coulée par jour (*).

Les résultats obtenus sont résumés par les tableaux graphiques (*fig.* 1 et 2. de la pl. ci-après, p. 42 *bis*), qui montrent comment ont varié, pendant une période de deux mois, les teneurs en carbone, silicium, manganèse, soufre et phosphore.

(*) Les analyses sont faites avec grand soin aux usines du Creusot ; les documents que nous avons empruntés aux registres des essais méritent donc toute confiance.

Le silicium, dont l'élimination au convertisseur est assurée, n'est pas dosé régulièrement dans l'acier basique ; on s'est seulement assuré, à diverses reprises, que ce corps n'existait plus dans cet acier qu'à l'état de traces.

Dans les aciers acides le phosphore n'est pas non plus dosé régulièrement ; toutefois, les essais ont été assez nombreux pour montrer que sa teneur varie entre 0,065 et 0,085 p. 100, soit comme moyenne 0,075.

Nous croyons ne pas devoir insister davantage sur ces tableaux graphiques qui se comprennent aisément à première vue, et nous nous bornerons à en déduire les conclusions suivantes :

Silicium. — L'acier acide contient toujours des proportions notables de silicium, parfois même plus que de carbone. L'acier basique n'en renferme, au contraire, que des traces.

Phosphore. — L'acier basique serait un peu moins phosphoreux que l'acier acide.

Soufre. — Le soufre lui-même paraît être en proportions moindres dans l'acier basique.

Carbone. — La teneur en carbone est sensiblement plus élevée dans l'acier basique que dans l'autre.

Manganèse. — La proportion de ce corps est très variable dans l'acier, quel que soit le mode de fabrication.

La composition moyenne des deux variétés d'acier, résultant des tableaux graphiques ci-contre, peut se résumer approximativement dans les formules suivantes :

	Acier basique.	Acier acide.
Carbone.	0,43	0,30
Silicium.	traces	0,30
Manganèse	0,76	0,66
Phosphore	0,060	0,075
Soufre.	0,029	0,040

On peut dire que la propriété caractéristique de l'acier basique est de ne contenir que des traces de silicium (*); il est ainsi plus pur que l'acier acide, et présente une composition plus uniforme.

On est, par suite, conduit à penser, en se basant seulement sur les compositions chimiques, que le métal basique doit donner des résultats plus réguliers, aux essais mécaniques, que l'acier acide.

§ 2. — *Propriétés mécaniques.* — Les propriétés mécaniques des aciers sont mises en évidence par deux séries d'essais : 1° Essais à la traction sur des barrettes rondes ; 2° Essais des rails au choc et à la flexion, conformément aux prescriptions des cahiers des charges imposés aux maîtres de forges.

Essais à la traction (**). — MM. Schneider nous ont communiqué les résultats fournis, en août et septembre 1881, par les essais à la traction sur des barrettes rondes de 16 millimètres de diamètre et présentant une longueur de 10 centimètres entre les deux repères d'observation. Ces expériences ont été faites, comme les analyses chimiques, sur chaque coulée de métal basique, et sur une coulée de métal acide toutes les 24 heures.

Les tableaux graphiques (*fig.* 3 et 4, planche ci-après, p. 42 *bis*) mettent en parallèle les résultats obtenus pour les deux variétés de métal, soit au point de vue des efforts de rupture, soit au point de vue des allongements.

(*) Le silicium contribuant à durcir le métal, l'acier basique devra, toutes choses égales d'ailleurs, pour avoir la même dureté que l'acier acide, renfermer un peu plus de carbone. C'est aussi ce qu'indiquent les analyses précitées.

(**) Ces essais ne sont pas obligatoires pour les maîtres de forges. MM. Schneider les effectuent néanmoins d'une façon très régulière, à l'effet de contrôler la fabrication.

Les moyennes correspondant à la période considérée sont :

	Acier basique.	Acier acide.
	k.	k.
Effort de rupture (par millim. carré).	72,00	73,20
Coefficient d'allongement.	16,10 p. 100	17,20 p. 100

Ces résultats sont très comparables; ils correspondraient cependant à un léger avantage en faveur des aciers acides. Mais en revanche, on doit faire observer que, pour les aciers basiques, les écarts entre les résultats partiels sont un peu moindres que pour les aciers acides; ainsi, pour les premiers, l'effort de rupture varie entre 66 et 78 kilos, et le coefficient d'allongement entre 12 et 20 p. 100, tandis que pour les seconds, l'effort de rupture oscille entre 63 et 80 kilos et le coefficient d'allongement entre 12 et 23 p. 100. Il y aurait donc un peu plus de régularité dans la qualité des produits déphosphorés.

Essais sur les rails (*). — Les épreuves sur les rails comprennent des essais statiques ou à la flexion, et des essais dynamiques ou au choc.

De nombreux essais ont été opérés, au Creusot, sur des rails de divers types, fabriqués soit en acier basique, soit en acier acide. Nous ne saurions les reproduire tous; nous nous bornerons à faire connaître les résultats des épreuves très complètes effectuées, en septembre 1881, sur des rails du type Est. (*Vignole* 30 *kilos*).

Durant ce mois, il a été essayé 12 rails en acier déphosphoré et 13 rails en acier ordinaire. On a obtenu les résultats relatés dans les tableaux ci-après :

(*) Ces essais sont effectués, en présence des fournisseurs, par les agents réceptionnaires de l'Etat ou des compagnies de chemins de fer.

ESSAIS STATIQUES.

Le rail étant placé sur deux points d'appui écartés de 1^{m},10, on a exe successivement, au milieu de l'intervalle des supports les pressi suivantes, qui ont été maintenues pendant 5 minutes : 10, 15, 17, 25 et 30 tonnes. On a mesuré les flèches : 1° sous charge; 2° ap que la pression avait cessé d'agir. — Ces dernières sont désign sous le nom de flèches permanentes (F. P.), par opposition aux aut appelées flèches mobiles (F. M).

DÉSIGNATION des aciers.	FLÈCHES SOUS LES CHARGES DE											
	10 tonnes.		15 tonnes.		17 tonnes.		20 tonnes.		25 tonnes.		30 tonn	
	F. M	F. P	F. M	F. P	F. M	F. P	F. M	F. P	F. M	F. P	F. M	F.
	m.m.	m m	m.m.	m m	m.m.	m.m.	m.m.	m.m.	m.m	m m	m.m.	[illegible]
Aciers acides.	2,2	0,2	3,2	0,3	3,8	0,5	4.9	0.8	13.3	7.9	32,5	[illegible]
	2,2	0.2	3,2	0,3	3,7	0,6	4,8	0,8	13,0	7.8	32,3	[illegible]
	2,3	0,2	3.2	0,3	3,4	0,4	4.4	0,5	21,2	16 0	35,3	[illegible]
	3,4	0.3	3,6	0,6	4,2	0,8	5,1	1.1	11,6	6 8	28.2	[illegible]
	1,9	0,1	3,0	0.2	3.5	0,3	4.3	0,4	9,8	4.5	30,2	[illegible]
	2.2	0,1	3,4	0.3	4,0	0.6	4.9	1,2	16,0	11 8	37,7	[illegible]
	2,0	0,1	3,1	0,2	3,8	0,5	4.7	0,9	8.5	3,8	23,2	[illegible]
	2,2	0,3	3.2	0 4	3,6	0,5	4,5	0.7	13,2	8.3	31,2	[illegible]
	2,5	0,1	3,5	0,3	3.9	0,5	4,1	0,7	9.2	5,3	28,3	[illegible]
	2.1	0.0	2,9	0,1	3,4	0.2	4.2	0.5	10.8	5 9	26,3	[illegible]
	3,0	0,3	4,3	0.6	5.1	0 8	7.4	2,5	17,3	11 5	35,4	[illegible]
	2,3	0,1	3,4	0,2	3.9	0.4	5.0	1,0	17,3	11.9	37,1	[illegible]
	2,2	0,2	3,2	0,3	3.8	0,5	4,9	0,8	13.3	7.9	32,5	[illegible]
Moyennes. .	2.35	0,17	3.3	0,3	3,8	0,51	4,89	0,92	13,4	8.4	31,5	[illegible]
Aciers basiques.	2,2	0,0	2,8	0.0	3,6	0 0	4.9	0,7	14.6	8.6	30,2	[illegible]
	3,2	0.0	3.7	0.0	4,1	0,0	4.9	0,2	10,0	4.3	23,3	[illegible]
	2,9	0,2	3,7	0.2	4 3	0,3	5,0	0,5	10.2	4.4	21.7	[illegible]
	2,6	0.0	3.5	0,1	3,9	0,1	5 1	1,6	13,9	8.2	30,7	[illegible]
	3,6	0.0	3,8	0,1	4,4	0,4	5.6	1,0	12.1	6,7	28 1	[illegible]
	2.2	0.1	3,1	0,2	3.4	0.3	4,4	0.7	12 1	7.4	29.4	[illegible]
	1,8	0,1	2.8	0,2	3.2	0.3	3,8	0,4	11,1	6.4	30,0	[illegible]
	1.9	0.1	2.9	0,2	4,0	0 3	4.6	0,4	12,2	7,5	29,1	[illegible]
	2.1	0.1	3,3	0,3	3.7	0 4	4,8	0.7	10.5	5,2	24,2	[illegible]
	2,4	0,0	3.2	0.1	3,7	0,3	4,4	0.5	8.1	3,4	25,6	[illegible]
	2,2	0,0	3,1	0,0	3,6	0.1	4,5	0,4	10,9	5.6	27.4	[illegible]
	2,1	0,2	3,0	0,2	3.5	0,3	4,1	0,4	10,8	6,5	34.1	[illegible]
Moyennes. .	2,43	0,07	3,24	0,13	3,8	0,23	4 62	0 46	11,4	6,2	27,8	[illegible]

ESSAIS DYNAMIQUES.

[...] étant placé sur deux points d'appui distants de 1m,10, on [...] tomber en son milieu un mouton de 300 kilog. On im- [...] à ce mouton des hauteurs de chutes variables, et on [...] chaque fois la flèche acquise par le rail. (Ce sont les [...] moitiés des rails, qui ont été rompus à la suite des essais [...] relatés ci-dessus, qui sont utilisées pour les essais [...]miques.)

FLÈCHE SOUS DES HAUTEURS DE CHUTE DE :																	
[illegible] mètre.		1m,50.		2 mètres		2m,25.		2m,50.		3 mètres.		3m,50.		4 mètres.		4m,50.	
1re moitié.	2e moitié.	1re moitié.	2e moitié.	1re moitié.	2e moitié.	1re moitié.	2e moitié.	1re moitié.	2e moitié.	1re moitié.	2e moitié.	1re moitié.	2e moitié.	1re moitié.	2e moitié.	1re moitié.	2e moitié.
m.m.	m.m.	m.m.	m.m.	m.m.	m.m.	m.m.	m.m.	m.m.	m.m.	m.m.	m.m.	m.m.	m.m.	m.m.	m.m.	m.m.	m.m.
[illegible]	3	10	10	16	15	22	22	29	30	39	38	48	48	58	59	69	70
[illegible]	3	9	8	15	15	22	22	30	29	38	38	47	48	58	58	68	70
[illegible]	3	9	9	17	17	25	26	34	35	46	47	57	57	70	70	C (1)	C
[illegible]	3	8	9	16	17	22	24	31	32	40	42	52	53	66	66	75	79
[illegible]	3	7	7	14	14	21	22	28	29	37	38	48	49	60	61	70	71
[illegible]	3	9	8	14	15	22	23	31	32	[illegible]0	40	48	49	59	62	67	70
[illegible]	2	7	7	12	13	18	20	[illegible]5	27	33	37	42	43	52	53	62	64
[illegible]	3	8	8	14	15	22	29	30	40	38	38	48	50	60	60	72	73
[illegible]	3	9	9	16	16	23	24	31	32	41	42	52	53	64	64	76	77
[illegible]	3	7	8	14	14	21	22	27	27	32	33	41	45	56	57	67	68
[illegible]	2	8	7	14	13	21	21	28	28	35	36	47	46	57	56	68	68
[illegible]	2	7	7	14	14	21	22	29	28	38	37	49	48	59	56	71	67
[illegible]	2	8	8	16	15	22	22	29	30	39	38	48	48	58	5[illegible]	69	70
[illegible]	2.7	8,1	8.1	15.5	14,8	21,7	23,0	29,4	30.7	38,2	38.7	48,5	49,0	60 0	60 0	69,5	70,6
[illegible]	2	7	6	14	14	21	20	28	28	36	35	43	41	53	53	59	60
[illegible]	2	6	6	12	13	18	19	25	26	32	31	41	43	50	51	C	59
[illegible]	2	6	6	12	12	18	20	24	26	32	32	39	40	47	48	59	58
[illegible]	2	8	7	15	15	21	22	29	30	37	37	47	48	60	60	68	69
[illegible]	2	6	7	11	13	18	19	23	24	32	32	41	42	51	52	63	63
[illegible]	2	8	8	12	13	18	19	25	27	34	35	47	47	56	57	67	68
[illegible]	3	7	8	14	14	22	22	28	30	37	40	46	48	55	58	67	68
[illegible]	2	7	7	13	13	21	22	29	30	37	38	45	47	55	57	64	66
[illegible]	2	7	7	12	12	19	19	25	25	33	33	43	42	53	53	65	64
[illegible]	3	7	8	13	14	21	22	28	30	36	38	47	50	58	62	71	74
[illegible]	2	7	7	13	14	19	20	26	23	31	36	43	43	52	53	63	65
[illegible]	3	8	8	15	14	22	22	31	31	39	37	50	48	61	59	75	73
[illegible]	2,3	7	7,1	13,0	13,4	19,8	20,5	26,8	27,9	34,9	35 6	44,3	45,1	54,2	55,0	65,6	63.6

(1) [...]ile cassé.

Ces tableaux montrent qu'il y a une très grande parité entre les deux variétés de rails, et qu'elles semblent s'équivaloir (*).

C'est à une conclusion identique que conduirait l'examen des autres essais opérés au Creusot.

Aussi, M. le ministre des travaux publics a-t-il, le 9 décembre 1881, décidé qu'il y avait lieu d'admettre au même titre, pour les fournitures des rails commandés par l'Etat, les deux variétés d'acier.

§ 3. *Structure physique.* — Les essais chimiques et mécaniques ne suffisent pas absolument pour apprécier la qualité d'un métal; la structure physique joue également un rôle important. Ainsi un inconvénient sérieux s'est révélé, dès le début, dans la fabrication de l'acier basique; les lingots avaient leur surface garnie de soufflures de 2 ou 3 centimètres d'épaisseur. Pendant le laminage ces cavités disparaissaient bien, mais leurs parois ne se soudaient pas; la partie superficielle des rails présentait donc un grand nombre de fentes imperceptibles qui devaient nuire à la résistance.

Heureusement on est arrivé à remédier à ce défaut. On a reconnu, en effet, que les lingots provenant des opérations froides sont chargés de soufflures, tandis que ceux résultant des opérations chaudes n'en présentent qu'une croûte très peu épaisse (2 ou 3 millimètres au plus), qui disparaît par oxydation, lors du réchauffage.

Le remède aux défauts des lingots basiques était donc tout indiqué. Il fallait conduire l'opération de telle sorte que le métal fût à une haute température au moment de la coulée. On a atteint ce but par les moyens suivants :

(*) On peut remarquer incidemment que les rails basiques auraient été, pendant la période considérée, légèrement plus durs que les rails ordinaires.

allure très chaude imprimée aux hauts-fourneaux; installation des fours de calcination à côté des convertisseurs, de manière à ce que la chaux additionnée soit à une température élevée; augmentation de la teneur en phosphore des fontes traitées.

Grâce à l'adoption de ces mesures, les lingots basiques ne renferment actuellement pas plus de soufflures superficielles que les lingots acides.

Nous croyons ne pas devoir quitter ce sujet, sans faire remarquer que les soufflures se produisent également dans les opérations acides, lorsque ces dernières sont froides. Les expériences suivantes, auxquelles nous avons assisté aux usines du Creusot, mettent nettement ce fait en évidence.

On a pratiqué dans deux cornues Bessemer à revêtement siliceux, avec des fontes identiques, deux opérations simultanées; mais l'une d'elles était chaude, tandis que l'autre avait été rendue froide par de fortes additions de fonte et de riblons (*).

Or les lingots de la coulée froide étaient, à leur surface, criblés de soufflures régnant sur une hauteur de 25 millimètres environ, tandis que ce défaut n'existait pas dans les lingots de la coulée chaude.

Ces expériences démontrent, bien qu'il soit difficile de l'expliquer théoriquement, que la température de l'acier,

(*) Le tableau suivant résume la marche des opérations :

	COULÉE CHAUDE.	COULÉE FROIDE.
Fonte liquide (prise directement au haut fourneau)	6.500 kilog.	6.500 kilog.
Additions. . . { Fonte froide . . . . . / Ferraille d'acier. . .	600 / 400 } 1.000 —	1.600 / 900 } 2.500 —
Spiegel eisen.	400 —	480 —
Totaux.	7.900 kilog.	9.480 kilog.
Durée de l'opération.	25 minutes	24 minutes
Aspect de l'acier après la coulée. . .	Tranquille	Remontant

au moment de la coulée, joue un rôle considérable dans la formation des soufflures (*).

DÉPHOSPHORATION AU FOUR A RÉVERBÈRE

Nous nous bornerons à présenter, au sujet de la déphosphoration au four à réverbère, des considérations très succinctes, attendu que nous n'avons pas été appelé à apprécier la qualité des produits fabriqués.

Le four employé est le même que celui qui sert à la fabrication de l'acier Martin, la seule différence consiste en ce que la sole est constituée par un pisé de chaux magnésienne de même nature que celui employé pour les cornues Bessemer. La voûte est en briques siliceuses; un cordon de bauxite est intercalé entre le pisé et les briques.

Le four est chauffé, comme d'habitude, par la combustion des gaz de générateurs Siemens.

On charge de la fonte phosphoreuse, et on dissout successivement dans le bain du fer commun.

L'affinage se produit sous l'influence du courant gazeux, comme dans une opération ordinaire. On ajoute, à trois ou quatre reprises, de la chaux, à l'effet de rendre les scories très basiques; de temps en temps, on enlève ces dernières avec un râteau.

Grâce à cet excès de bases, le silicium disparaît com-

(*) D'autres circonstances ont également de l'influence sur la formation des soufflures. On sait que les aciers doux y sont plus sujets que les aciers durs, et la compagnie de Terrenoire a montré que le silicium jouait aussi, à cet égard, un rôle important. Nous n'insisterons pas davantage sur ces considérations, notre but étant seulement de montrer que lorsque l'acier pour rails est coulé très chaud, il est exempt de soufflures superficielles, et qu'on a pu, en élevant la température dans le convertisseur, parer aux inconvénients qui s'étaient manifestés au début de l'application des méthodes de déphosphoration.

plètement, et le phosphore est éliminé presque en totalité.

Le départ des divers corps s'effectue dans le même ordre qu'au convertisseur Bessemer, de sorte que l'affinage comprend également les phases successives suivantes : scorification, décarburation, sursoufflage.

On apprécie, comme au convertisseur, au moyen de prises d'essai, le moment où il convient d'arrêter l'affinage, et de procéder à la recarburation par une addition de spiegel.

Une opération dure environ douze heures, et permet d'obtenir à peu près 15 tonnes.

Les avantages que présente le four à réverbère sur le convertisseur sont les suivants :

1° Confection et réparation de la sole basique beaucoup plus faciles;

2° Température du bain obtenue indépendamment des combustions du silicium, du carbone, du phosphore, etc., de telle sorte qu'on n'est pas astreint à traiter une fonte contenant une proportion élevée de corps étrangers;

3° Expulsion très aisée des scories, au moyen d'un râteau; il est facile de s'en débarrasser à un moment quelconque de l'opération, tandis qu'au Bessemer elles ne peuvent être évacuées que lorsqu'elles sont devenues fluides; l'élimination du phosphore est ainsi mieux assurée, et la rentrée de ce corps, lors de l'addition de spiegel, est moins à craindre;

4° Durée plus longue de l'affinage, prises d'essai plus faciles; on est par suite mieux maître de la conduite de l'opération.

La fabrication de l'acier basique est donc beaucoup plus facile au four à réverbère qu'au convertisseur; tel est le motif pour lequel MM. Schneider ont eu, dès le début, comme nous l'avons déjà signalé, un plein succès au four Martin-Siemens.

L'analyse suivante correspond à un acier doux, fabri-

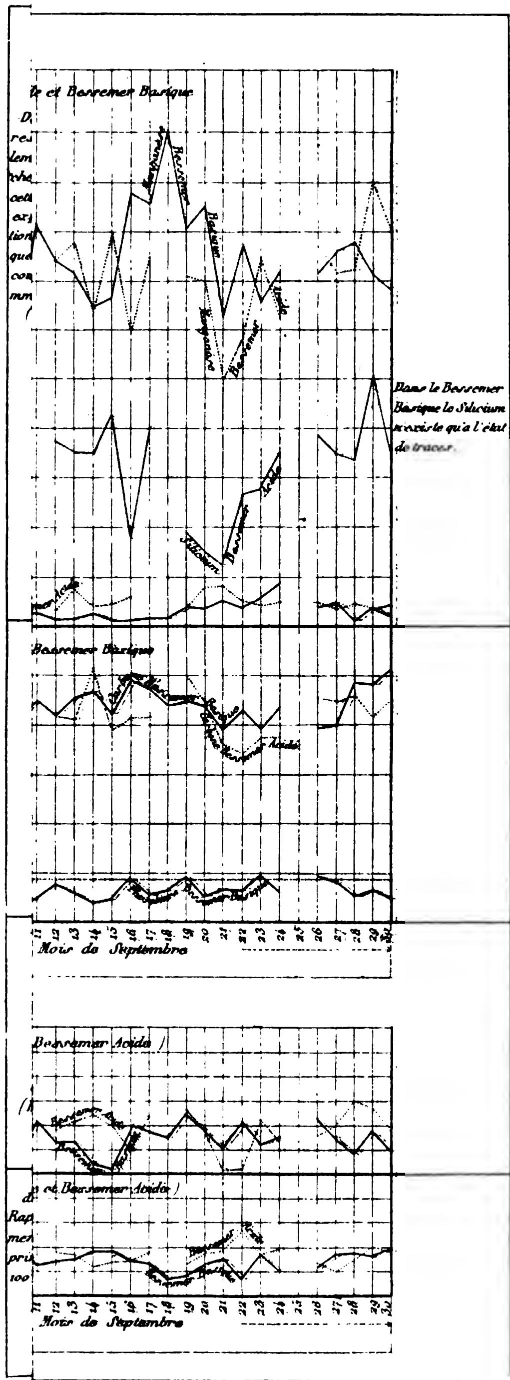
Ces dernières sont, en effet, riches en silicium, et nous avons montré précédemment que cette circonstance présentait un grave obstacle.

D'un autre côté, si on réglait l'allure des hauts fourneaux, de telle sorte que les fontes fussent peu siliceuses, les combustions intermoléculaires ne développeraient probablement pas un nombre de calories suffisant pour assurer la liquidité du bain et des scories.

Le traitement des fontes pures au convertisseur basique rencontre donc des obstacles. On pourrait sans doute y arriver en pratiquant l'opération du transvasement, qui a été préconisée par quelques ingénieurs, c'est-à dire en laissant s'opérer la scorification dans une cornue à revêtement siliceux, puis en versant le métal dans une cornue à revêtement basique, où se terminerait l'affinage. Mais ce procédé aurait le grave inconvénient d'être coûteux et compliqué.

Nous n'insisterons pas davantage sur cette question, dont la solution appartient au domaine de l'avenir.

Châlon-sur-Saône, le 18 février 1882.



Bessemer Basique
Dans le Bessemer Basique le Silicium n'existe qu'à l'état de traces.
Silicium
Bessemer Acide
Bessemer Basique
Mois de Septembre
Bessemer Acide)
Mois de Septembre



N° 40

COMPTE RENDU

DES

EXPÉRIENCES HYDRAULIQUES FAITES A ROORKEE

(INDE ANGLAISE)

Par le Capitaine ALLAN CUNNINGHAM,

Par M. FLAMANT, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

Des expériences extrêmement importantes viennent d'être faites, de 1874 à 1879, sur les conditions de l'écoulement de l'eau dans les canaux découverts, par le capitaine Allan Cunningham, ingénieur anglais dans l'Inde, qui en a rendu compte dans un ouvrage publié en 1881 à Roorkee (*) et composé d'un volume de texte (400 pages), d'un volume de tableaux numériques donnant les résultats des expériences (86 tableaux) et leur résumé (34 tableaux), et d'un volume de planches (52 planches). Une analyse sommaire de cet ouvrage intéressera sans doute les lecteurs des *Annales*.

CHAPITRE Ier

INTRODUCTION

Après avoir rappelé l'importance de la mesure du débit des cours d'eau, ainsi que les expériences récentes qui ont été faites sur les tuyaux et les petits canaux découverts, par

(*) Roorkee *Hydraulic Experiments*, by Capt. Allan Cunningham, R.E.

MM. Darcy et Bazin ; sur les rivières de dimension moyenne comme les rivières des Lacs et du Connecticut, en Amérique, le Rhin et l'Elbe en Europe ; et sur les grands cours d'eau, le Mississipi, la Plata et l'Irrawaddi, l'auteur, dans son introduction, montre la nécessité de nouvelles expériences et les facilités particulières que présentent, pour cet objet, les canaux de l'Inde.

Le travail qu'il a entrepris a eu principalement pour but de rechercher, pour les grands cours d'eau : 1° une bonne méthode de mesurage des débits ; 2° la possibilité de l'application des formules connues de vitesse moyenne ; 3° le moyen d'obtenir une approximation suffisante de cette vitesse moyenne.

Il résume de la manière suivante les résultats *principaux* de ses expériences :

(1) Les tiges lestées donnent une approximation rapide et suffisante de la vitesse moyenne sur une verticale. Elles sont d'un usage si commode qu'elles doivent être substituées, pour cet objet, à tous les autres instruments, lorsque la profondeur ne dépasse pas 15 pieds (4^m,50).

(2) Par ce système, et avec des expériences bien disposées, on peut espérer obtenir des mesures de débit qui, dans des conditions semblables, ne diffèrent pas de plus de 3 p. 100.

(3) Aucune des formules connues de la vitesse moyenne ne semble être d'une application réellement générale. La plus satisfaisante paraît être celle de Kutter. La valeur approchée qu'elle donne s'accorde assez bien avec celle qui résulte de la mesure directe du débit.

(4) La mesure de la vitesse moyenne centrale (vitesse moyenne sur la verticale menée au milieu de la section transversale) paraît être le meilleur moyen d'obtenir rapidement une valeur approchée de la vitesse moyenne générale, mais le coefficient de réduction, pour passer de l'une à l'autre, *doit être déterminé, dans chaque cas particulier, par des expériences spéciales.*

Il donne ensuite d'autres résultats d'une importance moins générale :

(5) Le mouvement de l'eau dans les grands canaux découverts est essentiellement instable (non uniforme) : même lorsque les berges sont bien uniformes et droites sur une grande longueur, la vitesse en un point donné quelconque *est extrêmement variable d'un instant à l'autre*, et les trajectoires des différentes molécules liquides s'entrecroisent dans toutes les directions.

(6) La surface de l'eau n'est pas sensiblement convexe, transversalement au canal.

(7) La surface des vitesses (surface formée par les extrémités des ordonnées menées, en chaque point d'une section transversale, normalement à cette section et proportionnelles à la vitesse moyenne en ce point) est, en règle générale, convexe vers l'aval.

(8) En règle générale, la vitesse maximum sur une verticale est *au-dessous* de la surface. La dépression augmente du centre vers les rives, dans un canal rectangulaire. Elle n'est pas sensiblement (peut-être pas du tout) affectée par le vent.

(9) Les tiges lestées rasant presque le fond ont une vitesse moindre que la vitesse moyenne sur la verticale qu'elles occupent ; de sorte que pour mesurer la vitesse moyenne sur une verticale, leur longueur immergée doit être notablement plus petite que la profondeur totale.

(10) La vitesse moyenne générale, dans un profil donné, dépend plus de la pente superficielle, déterminée par la tenue des eaux en aval et en amont de ce profil que de la profondeur de l'eau.

(11) Pour cette raison, une table de débit, pour un profil donné, doit être au moins à double entrée, tenant compte de ce que le débit dépend à la fois de la pente de surface et de la profondeur donnée par la lecture de l'échelle.

Les observations qui ont conduit à ces conclusions sont

NOMS des biefs.	Longueur des biefs.	Pente totale du lit.	Saillie permanente du déversoir à l'aval du bief.	DÉSIGNATION des postes d'observations.	Largeur du lit.	Profondeur maximum.	Débit maximum.	NATURE du lit.	NATURE des berges.
	kil. m.	m. c.	m. c.		m. c.	m. c.	m. c. par "		
				15ᵉ Mille.	48 80	3 66	200	Terre.	Terre.
				Digue de Solani, Poste princip.	45 75	3 81	200	Argile.	Gradins et maçonnerie.
Roorkee......	15 569	3 51	1 52	Digue de Solani, Poste second.	45 75	3 59	200	—	—
				Aqueducs jumeaux de Solani, Gauche.	25 92	3 05	100	Maçonnerie.	Maçonnerie verticale.
				Aqueducs jumeaux de Solani, Droite.	25 92	3 05	100	—	—
Belra.	9 296	2 20	1 68	Belra.........	54 90	3 51	185	Terre.	Talus maçonné.
Jaoli..	8 786	1 92	1 22	Jaoli........	56 42	3 20	185	—	—
Kamhera.	16 858	4 06	0 68	Kamhera.......	16 77	1 83	28	—	Terre.
Jaoli (rigole de droite	15 254	3 78	La section est rétrécie à chaque pont.	Jaoli (côté droit)..	4 88	1 37	54	—	—
Mansurpur.....	19 915	4 7		Mansurpur......	3 05	1 22	226	—	—
Miranpur......	9 925	0 98		Miranpur.......	3 35	1 07	2 26	—	—
Pimora.	4 597	0 95		Pimora........	2 75	1 52	2 40	—	—

Les seuls points du lit dont le niveau soit fixe sont les radiers des ouvrages en maçonnerie; le lit du canal était, à l'origine, dressé suivant une pente uniforme entre chacun d'eux, mais cette pente (qui, près de Koorkee, atteint $0^{m},24$ par kilomètre) donnait lieu, dans le canal principal, à un courant qui affouillait le lit et les berges en terre, dans toutes les parties non protégées par de la maçonnerie. Pour diminuer ces affouillements, on a, à diverses époques depuis 1863, relevé de plusieurs pieds les crêtes de tous les barrages, qui toutes, aujourd'hui, font saillie sur le fond du lit. Mais bien que ce travail ait eu pour effet de diminuer la vitesse en amont de chacun de ces barrages, il n'a produit aucun envasement de quelque importance sur ces points où la vitesse s'est trouvée réduite.

Les besoins d'eau pour l'irrigation étant très variables avec les saisons et avec les conditions atmosphériques, le volume d'eau qui passe dans le canal est très variable. On dispose, à l'aval de chaque bief, de moyens puissants pour régler la tenue des eaux, de sorte qu'un même volume d'eau, admis dans un bief, peut, à volonté, et suivant la

tenue du niveau à l'extrémité d'aval, le traverser avec une grande vitesse, lorsque le niveau est bas, ou bien lentement, lorsqu'on tient le niveau élevé.

Les rigoles de distribution s'embranchent sur le canal principal un peu au-dessus de l'extrémité aval de chaque bief; elles peuvent être ouvertes ou fermées en totalité ou en partie suivant les besoins de l'irrigation; elles ne peuvent être entièrement remplies que lorsque l'eau est haute dans le canal principal, c'est pourquoi l'on dispose, à l'extrémité aval de chaque bief, des moyens nécessaires pour y maintenir le niveau élevé quel que soit le volume d'eau qui y passe.

Pour cela, les barrages sont divisés en un certain nombre de pertuis (ordinairement 8, 9 ou 10) par des piles en maçonnerie, et chaque pertuis isolément peut être obstrué, en totalité ou en partie, par des poutrelles en bois.

La grande variation du débit suivant les saisons et de la tenue des eaux dans chaque bief avec une alimentation donnée, a permis de faire les expériences dans des conditions extrêmement variées; ainsi on a pu, au même poste, observer des débits variant depuis 200 mètres cubes jusqu'à 3 mètres cubes par seconde, et, pour un même niveau, c'est-à-dire pour une même profondeur, observer des pentes superficielles et des vitesses très notablement différentes.

CHAPITRE IV

MESURE DES VITESSES

Dans son sens propre, la *vitesse réelle* en un point varie constamment en grandeur et en direction; le mot *vitesse*, employé seul s'applique ordinairement à la composante longitudinale de cette vitesse réelle, et l'on appelle *vitesse moyenne locale* la moyenne d'un grand nombre de *vitesses* successives en un même point, c'est-à-dire que, si v désigne la composante longitudinale en un point pendant

l'instant dt, la vitesse moyenne locale sera $\frac{\int v dt}{t}$. La vitesse *d'écoulement* est la moyenne des *vitesses* en tous les points d'une ligne droite donnée de longueur x parallèle à l'axe du courant, c'est $\frac{\int v dx}{x}$.

La mesure des vitesses a été faite au moyen de *flotteurs*. Un flotteur se compose de deux parties, une partie submergée, destinée à subir l'action du courant, et une partie visible, destinée à servir de signal et à donner un supplément de flottaison qui ramène rapidement l'instrument à la surface après une submersion accidentelle. Il doit remplir les conditions essentielles suivantes : 1° les parties exposées au vent doivent être les plus petites possible, tout en ayant des dimensions assez grandes pour être facilement vues et pour donner un excès de flottaison suffisant ; 2° les parties submergées doivent être les plus petites possible, afin d'apporter la moindre perturbation possible au mouvement naturel de l'eau (la largeur maximum adoptée dans les expériences pour ces conditions 1° et 2° a été de 0^{m},076) ; 3° toutes les parties doivent être d'une forme telle qu'elles exposent, tant au vent qu'au courant, une surface sensiblement constante, quoique l'instrument tourne sur lui-même pendant son mouvement ; 4° toutes ses parties doivent être formées de matières peu affectées par des alternatives de sécheresse et d'humidité (ce qui indique l'usage de pièces métalliques de préférence au bois) ; 5° l'instrument doit être facile à manier et assez fort pour résister à des secousses un peu rudes ; 6° il doit être bon marché et léger, afin de pouvoir être construit et transporté facilement par grandes quantités.

Il convient de remarquer que, comme l'on ne cherche à obtenir que la *vitesse*, c'est-à-dire la composante longitudinale de la vitesse réelle, cette vitesse sera toujours égale

à $\frac{x}{t}$, si x est la distance de deux profils transversaux, et t le temps que met, pour aller de l'un à l'autre, un flotteur placé dans l'eau depuis assez longtemps pour avoir pris un état d'équilibre relatif par rapport au liquide ; et cela est vrai aussi bien lorsque le flotteur suit une ligne sinueuse quelconque ou oblique, que lorsqu'il marche parallèlement à l'axe du courant. Si cette *vitesse* est v, la vitesse d'écoulement sera, comme on a dit $\frac{\int v dx}{x}$.

Cela suppose que le mouvement d'un très petit flotteur, lorsqu'il a atteint l'état d'équilibre, est le même que le mouvement moyen des molécules liquides dont il tient successivement la place. Cette proposition a été contestée, et Dubuat, Navier, Weisbach, Thomson ont prétendu que les corps flottants avaient toujours une vitesse supérieure à celle de l'eau environnante ; mais en admettant que cela fût vrai pour les corps de grandes dimensions, cela ne le serait pas pour les très petits flotteurs. Cette hypothèse étant adoptée, un flotteur donne la vitesse de l'eau au point situé au milieu de sa course.

Autant que possible, l'observation doit être faite dans un bief rectiligne et uniforme sur une grande longueur. Les flotteurs destinés à faire connaître la vitesse à la surface étaient des disques en bois de 3 à 6 millimètres d'épaisseur et de deux modèles, l'un de 76 millimètres, l'autre de 25 à 32 millimètres de diamètre. Pour déterminer bien exactement les limites entre lesquelles l'observation était faite, on avait tendu, en travers du canal, deux cordes parallèles, et aussi voisines que possible du niveau de l'eau ; des dispositions ingénieuses avaient été prises pour concilier la présence de ces cordes avec les besoins de la navigation. A ces cordes transversales étaient suspendus, de distance en distance, des bouts de mince corde blanche d'une longueur telle que leur extrémité inférieure rasait la

surface de l'eau, et qui jalonnaient la course à faire suivre par les flotteurs. On a vu que la vitesse observée n'était pas influencée par une déviation du flotteur en dehors de la ligne parallèle à l'axe qu'il devrait suivre, cependant on rejetait les observations dans lesquelles cette déviation dépassait les chiffres suivants, savoir :

Dans les canaux de 45 mètres de largeur et au-dessus, $0^m,60$ vers le milieu du canal, et $0^m,10$ près des bords ;

Dans ceux de 22 mètres de largeur et au-dessus, $0^m,30$ vers le milieu, et $0^m,05$ près des bords;

Dans les canaux plus petits, $0^m,15$ et $0^m,05$.

Le flotteur ne prend la vitesse de l'eau qu'après un certain temps, il faut donc le mettre dans l'eau un peu au-dessus du profil supérieur. La course morte ainsi nécessaire doit être la plus petite possible pour éviter les pertes de temps, elle a été en général de 15 à 30 mètres et même à 45 mètres, suivant la largeur des canaux et la nature des flotteurs, pour ceux qui étaient employés vers le milieu du cours d'eau; près des bords, au contraire, elle a été quelquefois réduite à $1^m,50$. Deux petits bateaux ou pontons servaient à mettre les flotteurs à l'eau et à les retirer. Voici comment se faisait l'observation :

Un observateur se plaçait sur la rive, exactement à égale distance des deux cordes limitant la course à observer. Il était muni d'un chronomètre battant la demi-seconde et d'un carnet. Un autre observateur suit de l'œil le flotteur à partir du moment où il est mis à l'eau, il avertit le premier et pousse un cri convenu au moment où ce flotteur passe sous la corde supérieure; il marche et court au besoin jusqu'à la corde inférieure et pousse un nouveau cri au moment où le flotteur y passe. L'observateur du temps, qui ne doit pas perdre de vue son chronomètre, étant à égale distance des deux cordes, la durée de la course observée est la différence des deux lectures de cet instrument. On voit que ce procédé élimine l'équation personnelle. Cha-

que observateur était d'ailleurs exercé pendant quinze jours avant de prendre part aux expériences.

Avec un chronomètre battant la demi-seconde, l'erreur maximum possible ne dépasse pas une demi-seconde, tandis qu'elle peut atteindre deux secondes avec une montre ordinaire. D'un autre côté, il est clair que plus la course observée est longue, plus la précision des observations est grande; mais dans les longues courses, le flotteur est exposé à dévier, et d'ailleurs l'allongement de la course au delà de ce qui est nécessaire cause une perte de temps. Il faut donc réduire la longueur de la course du flotteur dans toute la mesure compatible avec la précision des observations. Les expériences ont montré que les courses de 15 mètres et de 30 mètres donnaient des résultats concordants, tandis qu'il n'en était plus ainsi lorsque la course était réduite à $7^m,50$. C'est donc à la course de 15 mètres que l'on s'est arrêté.

La plus grande vitesse observée a été de $2^m,20$ par seconde, mais déjà une vitesse de $1^m,50$ était peu ordinaire; elle correspond à dix secondes pour un parcours de 15 mètres, et comme l'erreur possible est d'une demi-seconde, l'approximation était de $\frac{1}{20}$. Pour les faibles vitesses de $0^m,30$ par seconde, l'erreur maximum n'était que de $\frac{1}{100}$.

CHAPITRE

DÉTAILS

La théorie (*) indique que la pression intérieure dans l'eau courante (en mouvement permanent) est moindre que

(*) *Mathematical Theory of the Motion of Fluids*, par M. Lamb, Cambridge 1879.

dans l'eau tranquille et diminue avec la vitesse. Il en résulte que si une pièce d'eau tranquille communique par un tube mince avec un cours d'eau, le niveau de l'eau dans le courant sera plus élevé que celui de l'eau tranquille (*). Cette conclusion a été confirmée par les expériences; toutefois la différence des deux niveaux a toujours été fort petite, elle n'a pas dépassé $0^{m},022$. Il faut remarquer que l'observation du niveau de l'eau courante est extrêmement difficile, ce niveau est constamment variable, et il exécute de petites oscillations dont l'amplitude est fortement augmentée par le vent. En pratique, cette observation du niveau se faisait au moyen d'une règle graduée tenue verticalement : en plaçant l'œil aussi près que possible de la surface de l'eau, on observait pendant une demi-minute environ la graduation la plus élevée et la plus basse atteintes par le niveau, et on admettait que le niveau réel était la moyenne de ce maximum et de ce minimum.

Les observations du niveau étaient faites, en général, simultanément sur les deux rives, et les chiffres différaient souvent beaucoup l'un de l'autre, surtout lorsque le vent soufflait transversalement au canal. Dans ce cas, le niveau de l'eau, dans un profil donné, était donné par la moyenne des observations des deux rives. De même, lorsque le niveau changeait pendant la durée d'une expérience, on prenait la moyenne des observations faites au commencement et à la fin de l'expérience.

L'auteur donne de grands détails sur la manière dont ces observations étaient faites, ainsi que sur les procédés employés pour lever, par des sondages, la forme des pro-

(*) Il y a évidemment, ici, une erreur d'interprétation. Le tube de communication dont parle l'auteur, plongeant dans l'intérieur du courant, oblige les filets fluides à dévier en tournant leur concavité vers l'intérieur de ce tube. Il en résulte donc, dans le tube, une pression moindre que dans le courant, et par conséquent, la hauteur d'eau dans le réservoir adjacent, qui mesure la pression dans le tube, doit être inférieure à la hauteur d'eau dans le courant, qui y mesure la pression.

fils, sur les observations de la vitesse et de la direction du vent, etc...

CHAPITRE VI

INSTABILITÉ DU MOUVEMENT

Les formules ordinaires de l'hydraulique sont basées sur l'hypothèse de l'invariabilité du mouvement, et l'observation démontre que cette hypothèse n'est pas exacte : La vitesse réelle en un point peut différer de 25 p. 100 de sa valeur moyenne, elle est très variable et très rapidement variable. Il en résulte qu'une simple observation de vitesse en un point ne peut-être d'aucune utilité, et que des observations semblables, faites en divers points, ne sont pas comparables entre elles.

Malgré cette grande variabilité, il paraît cependant probable que la vitesse *moyenne* en un point est une quantité constante, c'est-à-dire qu'il y a un mouvement permanent moyen.

Toutefois une théorie rationnelle du mouvement de l'eau dans les canaux découverts doit tenir compte de l'instabilité du mouvement, comme M. Boussinesq a essayé de le faire dans son grand ouvrage intitulé : *Essai sur la théorie des eaux courantes*, pour établir les équations du mouvement.

CHAPITRE VII

PENTE DE LA SURFACE

Cet élément est très difficile à mesurer exactement. La longueur sur laquelle on opère doit être assez petite pour donner toute sécurité dans l'appréciation de la différence de niveau des deux extrémités, et assez grande pour que cette différence excède notablement les petites oscillations de la surface de l'eau. En général, on a opéré sur une longueur de 600 mètres ; les pentes mesurées sur les deux

rives étant souvent inégales, on prenait alors la moyenne de deux observations simultanées.

Les opérations de mesure des vitesses étant ordinairement faites vers le milieu d'un bief, on mesurait toujours au moyen des échelles fixes placées aux extrémités les dénivellations dans le sous-bief supérieur, depuis l'origine du bief jusqu'au lieu d'observation et dans le sous-bief inférieur, depuis ce lieu jusqu'à l'extrémité du bief.

CHAPITRE VIII

CONVEXITÉ DE LA SURFACE

La théorie indique que la surface de l'eau doit être convexe transversalement. L'auteur rapppelle les expériences de Bazin et les observations de Baumgarten (*). Il a essayé de mesurer cette convexité au moyen de théodolites placés sur les rives et visant une règle verticale placée de manière à raser la surface de l'eau, mais il n'a trouvé que des nombres extrêmement faibles dont la moyenne serait même négative et n'atteindrait pas $0^m,005$. On doit en conclure que la surface de l'eau en mouvement dans un canal dont le lit est uniforme est sensiblement de niveau dans le sens transversal.

CHAPITRE IX

INSTRUMENTS POUR MESURER LA VITESSE AU-DESSOUS DE LA SURFACE

Ce chapitre contient beaucoup de détails sur la construc-

(*) L'auteur veut dire sans doute que si la pression était moindre dans une eau courante que dans une eau tranquille de même hauteur, comme il avait cru pouvoir le déduire de l'expérience dont il a été question au chapitre V, et que nous avons interprétée autrement, en note (p. 54), il faudrait évidemment, pour l'équilibre, que les couches centrales, animées de vitesses plus grandes, se tinssent à un niveau plus élevé que les couches latérales et, par suite, le profil en travers de la surface liquide serait convexe. Mais, en réalité, la vraie théorie indique que ce profil doit être horizontal, dans l'état de permanence du mouvement.

tion et l'usage des doubles flotteurs. La première idée de cet instrument remonte à Léonard de Vinci (1643), mais c'est Mariotte (1684) qui, le premier, en a fait usage sous sa forme actuelle. On peut lui donner deux formes différentes : le flotteur de surface peut être rendu assez petit pour que l'action du courant sur lui soit négligeable par rapport à celle que reçoit le flotteur inférieur, ou bien il peut être, avec l'autre, dans un rapport déterminé (égal par exemple) de manière à ce que l'action du courant sur lui puisse être éliminée par le calcul.

C'est au premier modèle que l'auteur a donné une préférence motivée.

Les conditions que doit remplir le flotteur de superficie sont celles qui ont été indiquées au chapitre IV, pour les flotteurs en général ; le fil qui réunit les deux parties doit être assez menu pour que l'action du courant soit négligeable, et cependant assez fort pour porter le flotteur inférieur dans l'air même avec une secousse additionnelle ; enfin le flotteur inférieur doit être d'un volume relativement grand par rapport aux autres parties, mais cependant assez petit pour que la vitesse du courant soit sensiblement la même dans toute son étendue (les dimensions maximum ont été de $0^m,076$ sur $0^m,076$), il doit avoir un poids spécifique moyen suffisant pour s'enfoncer rapidement de toute la longueur du fil et pour se maintenir à une profondeur constante malgré les tourbillons ou courants qui tendraient à le faire remonter ; enfin, s'il n'est pas sphérique, il doit être lesté de manière à posséder une stabilité suffisante. Beaucoup de ces conditions paraissent incompatibles, et le meilleur instrument est celui qui donne à toutes une satisfaction suffisante sans en sacrifier aucune.

On peut objecter à l'usage des doubles flotteurs : 1° la déviation possible du flotteur inférieur ; 2° la résistance du flotteur supérieur et du fil, c'est-à-dire l'action du courant sur ces parties ; 3° le soulèvement du flotteur inférieur

provenant soit de sa déviation latérale, soit de son avance ou de son retard par rapport au flotteur superficiel; 4° enfin, s'il n'est pas sphérique, l'inclinaison qu'il peut prendre.

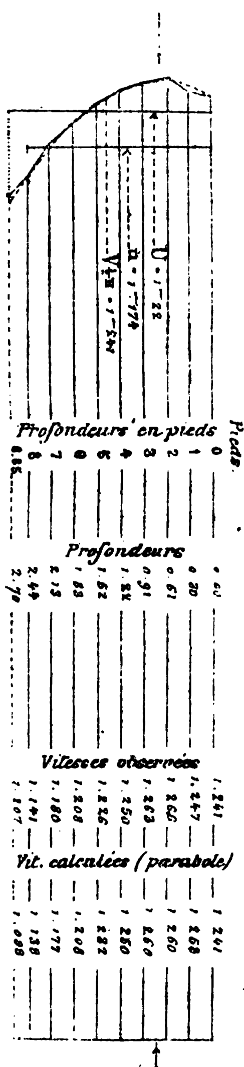
En discutant ces objections, l'auteur conclut que l'exactitude des indications d'un double flotteur diminue lorsque la profondeur d'immersion du flotteur inférieur augmente, et que pour un instrument donné, il y a une limite de profondeur au delà de laquelle il cesse de donner une approximation suffisante de la vitesse profonde; mais que l'on peut avoir une approximation égale à toutes les profondeurs si l'on augmente le volume et le poids net du flotteur inférieur, en même temps que la profondeur s'accroît.

CHAPITRE X

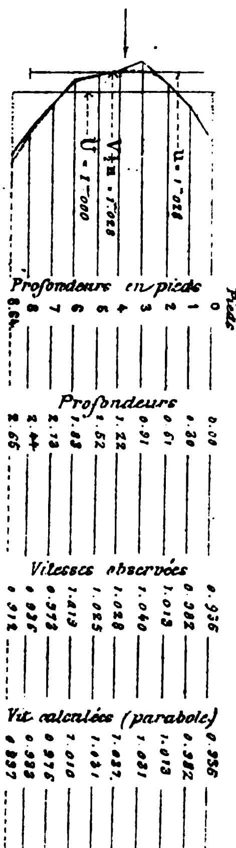
COURBES VERTICALES DES VITESSES

L'ouvrage contient 46 courbes, savoir : 28 montrant les vitesses sur des verticales centrales et comprenant 344 séries d'observations, et 18 sur des verticales non centrales, comprenant 221 séries. Nous reproduisons ci-dessous une courbe de l'une et de l'autre catégorie.

Aqueduc droit de Solain. — **Courbe des vitesses sur la verticale centrale — (courbe 7 — moyenne de 18 séries — Pl. 13.)**



Aqueduc droit de Solani. — **Courbe des vitesses sur une verticale non centrale (cet aqueduc ayant 25m,92 de largeur, la verticale sur laquelle les vitesses ci-après sont mesurées est à 12m,20 du milieu, soit à 0m,76 de l'une des parois) (courbe nº 32 — moyenne de 16 séries — Pl. 16).**



Les vitesses sont mesurées à chaque pied de profondeur. Outre les vitesses observées, chaque courbe donne les vitesses calculées dans l'hypothèse où la courbe des vitesses est une parabole, comme on le verra au chapitre suivant ; la vitesse moyenne U, la vitesse au milieu de la profondeur, $v_{\frac{1}{2}H}$, et la vitesse u d'une tige lestée d'une longueur un peu moins grande que la profondeur. Les chiffres donnés par l'auteur ont été convertis en mesures françaises et les courbes sont dressées à l'échelle de $0^m,01$ par mètre pour les profondeurs et de $0^m,10$ pour une vitesse d'un mètre par seconde. Ces échelles sont très peu différentes (un peu plus grandes) que celles de l'ouvrage original.

En comparant toutes ces courbes, on remarque facilement les propriétés suivantes. Les courbes sont généralement convexes du côté de la descente du courant, excepté cependant celles qui sont prises sur une verticale voisine d'une berge irrégulière. La vitesse maximum est ordinairement au-dessous de la surface (la position de cette vitesse maximum est indiquée par une flèche horizontale à chaque extrémité de la figure). Dans un canal rectangulaire la ligne de vitesse maximum descend du centre vers les rives et se trouve, près des rives, à peu près au milieu de la profondeur. Dans un canal dont les rives sont en gradins, la ligne de vitesse maximum remonte au contraire près de la surface en s'approchant des rives. Les vitesses près du fond sont généralement les plus petites. La vitesse au milieu de la profondeur est généralement plus grande que la vitesse moyenne. Sur une verticale quelconque, les différences entre les vitesses sont de petites quantités par rapport aux vitesses elles-mêmes. Les courbes sont généralement assez aplaties. Dans un canal rectangulaire, elles sont moins plates près des rives que vers le centre.

En discutant les diverses causes d'erreurs, l'auteur arrive à conclure que la combinaison des erreurs produit, dans

tous les cas, une augmentation de l'aplatissement de la courbe et, par conséquent, que les courbes d'observations sont trop plates, surtout près du fond, où les vitesses observées sont toutes exagérées.

Il montre aussi que la vitesse à mi-profondeur est relativement moins variable que la vitesse à la surface et la vitesse au fond.

CHAPITRE XI

FORME DE LA COURBE VERTICALE DES VITESSES

La forme de cette courbe, c'est-à-dire sa courbure, ne dépend pas seulement des différences Δv des vitesses aux diverses profondeurs, mais des différences secondes $\Delta^2 v$, qui sont toujours des quantités extrêmement petites, du même ordre que les erreurs probables. Diverses formes théoriques ont été proposées par les auteurs et expérimentateurs modernes; M. Cunningham donne la préférence à la parabole, qui est la plus simple et la plus généralement admise.

Si Z désigne l'ordonnée du point où la vitesse est maximum $= V$, et z l'ordonnée d'un point quelconque où la vitesse est v ou v_z ; v_0 étant la vitesse à la surface, l'équation de la parabole sera.

$$(z - Z)^2 = p(V - v),$$

ce qui, en faisant $z = 0$ donne
$Z^2 = p(V - v_0)$ ou par soustraction $p(v_0 - v) = z^2 - 2Zz$.

Les éléments à déterminer sont Z, V et p. On les calcule facilement si l'on a mesuré trois vitesses.

Si l'on a plus de trois vitesses, l'auteur conseille de recourir à la méthode des moindres carrés, qui donne la parabole *la plus probable*. L'exactitude du double flotteur diminuant lorsque la profondeur augmente, il attribue aux mesures faites aux profondeurs 0, 1, 2..... n pieds, des

poids décroissants et proportionnels à la suite des nombres entiers $n+1$, n, $n-1$,..... 2, 1.

L'équation ci-dessus de la parabole peut être écrite :

$$v = A + Bz + Cz^2$$

en faisant $p = -\frac{1}{C}$, $Z = -\frac{B}{2C}$, $V = A - \frac{B^2}{4C}$, de sorte que l'on aura les éléments inconnus Z, V, p, si A, B, C, sont connus. Si z désigne le nombre entier de pieds où la vitesse mesurée est v_z, on aura, en écrivant les équations fondamentales, introduisant trois nouvelles notations :

$$L = \Sigma_0^n (n+1-z) v_z, \quad M = \Sigma_0^n (n+1-z) z v_z, \quad N = \Sigma_0^n (n+1-z) z^2 v_z;$$

et ajoutant les équations réduites à un *même poids*, et multipliées respectivement par les coefficients A, B, C, les suivantes :

$$\begin{aligned}
A\Sigma_0^n (n+1-z) + B\Sigma_0^n z (n+1-z) + C\Sigma_0^n z^2 (n+1-z) &= L \\
A\Sigma_0^n z (n+1-z) + B\Sigma_0^n z^2 (n+1-z) + C\Sigma_0^n z^3 (n+1-z) &= M \\
A\Sigma_0^n z^2 (n+1-z) + B\Sigma_0^n z^3 (n+1-z) + C\Sigma_0^n z^4 (n+1-z) &= N
\end{aligned}$$

qui permettront de calculer les valeurs de A, B, C.

On voit que les coefficients de A, B, C, dans ces équations, de même que les coefficients de v_z dans L, M, N, ne dépendent que de n et de z, c'est-à-dire du nombre n d'observations de vitesses faites sur une même verticale. On peut donc écrire :

$$A = \frac{\lambda_1 L + \mu_1 M + \nu_1 N}{\alpha}, \quad B = \frac{\lambda_2 L + \mu_2 M + \nu_2 N}{\beta}, \quad C = \frac{\lambda_3 L + \mu_3 M + \nu_3 N}{\gamma};$$

$\alpha, \beta, \gamma, \lambda_1, \lambda_2 \ldots\ldots \nu_3$, étant simplement des *nombres* dépendant de n qui sont donnés dans la table 5, et qui serviront ainsi à calculer facilement A, B, C, et par suite Z, V, p.

L'application de la méthode des moindres carrés donne en outre les erreurs probables de ces éléments. Celle de V

est généralement petite ; celle de Z est souvent assez grande et celle de p souvent très grande.

CHAPITRE XII

DÉPRESSION DE LA VITESSE MAXIMUM

Un des résultats d'expérience les mieux établis de l'hydraulique moderne est la dépression, en règle générale, de la ligne de vitesse maximum au-dessous de la surface. Elle est attribuée à deux causes : la résistance de l'air et l'influence du fond et des rives. L'auteur examine les opinions émises par divers expérimentateurs et professeurs, et il recherche, d'après ses propres expériences, les effets sur cette dépression : 1° de la profondeur, 2° de la pente superficielle ou de la vitesse, 3° du vent. La profondeur n'a aucune influence. L'augmentation ou la diminution de la pente de surface semble coïncider avec une augmentation ou une diminution de la profondeur proportionnelle de la vitesse maximum sur la verticale centrale. Enfin cette profondeur n'est pas sensiblement affectée par le vent.

CHAPITRE XIII

DÉBIT SUR UNE VERTICALE

La quantité d'eau passant sur une verticale en une seconde est une quantité *superficielle* mesurable en mètres carrés ; c'est évidemment la surface de la courbe des vitesses. Elle a été obtenue par les méthodes connues de quadrature approximative ; règle du trapèze, dans le cas de deux ordonnées ; de Simson, pour 3 ; de la parabole cubique pour 4 ; de Weddle pour 7, etc. La convexité des courbes substituées aux lignes droites qui unissent les extrémités des ordonnées étant toujours du même côté, ces diverses règles donnent, pour la surface, une valeur plus grande

que la règle du trapèze, ou que la moyenne arithmétique des ordonnées, multipliée par la profondeur. Malgré la complication apparente des formules de quadrature, le calcul se fait très rapidement.

CHAPITRE XIV

VITESSE MOYENNE SUR UNE VERTICALE

C'est la moyenne des vitesses en tous les points d'une verticale; sa valeur est égale au quotient du débit sur la verticale divisé par la profondeur : $U = \frac{D}{H}$. C'est ainsi que la vitesse moyenne a été calculée. D'après ce que l'on vient de dire, la moyenne arithmétique des vitesses observées serait trop petite.

Si l'on admet toujours que la courbe verticale des vitesses soit une parabole, la formule bien connue de l'aire de cette courbe donnera, si v_H désigne la vitesse à la profondeur H :

$$D = VH - \frac{1}{3}(V - v_0)Z - \frac{1}{3}(V - v_H)(H - Z).$$

D'un autre côté, l'équation de la parabole mise sous la forme

$$V - v = m(z - Z)^2, \quad \text{c'est-à-dire avec} \quad m = \frac{1}{p},$$

donnera facilement

$$V - v_0 = mZ^2 \quad \text{et} \quad V - v_H = m(H - Z)^2;$$

d'où, en substituant dans D et divisant par H :

$$U = v_0 + mHZ - \frac{1}{3}mH^2.$$

Cette expression permet de calculer U au moyen des valeurs de trois vitesses mesurées à des profondeurs déterminées et définies, par exemple, par trois fractions de H. Si, en effet, d'une part, on égale U à une somme de ces trois vitesses, multipliée chacune par un coefficient indéterminé, et si, d'autre part, au moyen de l'équation de la parabole, on exprime chacune de ces vitesses en fonctions de v_0, m, H, Z et de la fraction de H qui définit sa profondeur, puis si l'on multiplie ces trois valeurs diverses par les coefficients indéterminés, on trouve, en ajoutant les produits, une expression de U de même forme que la précédente, de sorte qu'en égalant les coefficients des termes correspondants, on a trois équations entre six quantités qui sont les trois coefficients indéterminés par lesquels il faut multiplier les vitesses observées, et les trois fractions définissant les profondeurs auxquelles elles sont mesurées. On peut donc se donner arbitrairement ces profondeurs, et en déduire les coefficients correspondants. On peut même faire l'un de ces coefficients égal à zéro, ce qui permet d'exprimer U en fonction de deux vitesses seulement. Voici quelques-unes des valeurs que l'on obtient ainsi :

$$U = \frac{1}{6}(v_0 + 4v_{\frac{1}{2}H} + v_H) = \frac{1}{3}(2v_{\frac{1}{4}H} - v_{\frac{1}{2}H} + 2v_{\frac{3}{4}H}) = \dots \quad \text{etc.}$$

$$U = \frac{1}{4}(v_0 + 3v_{\frac{2}{3}H}) = \frac{1}{7}(3v_{\frac{1}{6}H} + 4v_{\frac{3}{4}H}) = \dots \quad \text{etc.}$$

La première formule de cette dernière ligne est la meilleure ; elle donne la vitesse moyenne sur une verticale au moyen de la mesure de la vitesse à la surface v_0 et de la vitesse $v_{\frac{2}{3}H}$ aux deux tiers de la profondeur.

L'auteur en a comparé les résultats à ceux de l'observation et il a trouvé une concordance très satisfaisante.

On peut aller plus loin et chercher à obtenir la vitesse

moyenne sur une verticale au moyen de la mesure de la vitesse en un seul point de cette verticale. En examinant et discutant l'équation de la parabole des vitesses, dans les divers cas, on trouve qu'en général, la vitesse moyenne est la même que celle d'un point dont la profondeur varie de 0,577 H à 0,667 H, c'est-à-dire est en moyenne de $\frac{5}{8}$ H. Près des bords, cependant, le point dont la vitesse est égale à la vitesse moyenne s'abaisse jusqu'à 0,728 H en moyenne, mais il y a un autre point situé à une profondeur moyenne 0,10 H dont la vitesse est la même. On peut donc, en mesurant la vitesse en un seul point, c'est-à-dire, en général aux $\frac{5}{8}$ (ou près des bords à $\frac{1}{10}$) de la profondeur, obtenir une valeur approximative de la vitesse moyenne sur une verticale.

La vitesse au milieu de la profondeur $v_{\frac{1}{2}H}$ diffère, d'après l'équation de la parabole, de la vitesse moyenne U, d'une quantité $\frac{1}{12} m H^2$ toujours positive, mais généralement petite, quoique non négligeable.

CHAPITRE XV

TIGES LESTÉES

L'usage des tiges lestées pour mesurer la vitesse moyenne sur une verticale a été introduit en 1812 par Krayenhoff. Il est clair qu'une tige lestée prend, après un certain temps d'immersion, une vitesse qui doit être une sorte de moyenne des vitesses des couches fluides qu'elle traverse. Il s'agit de savoir si la vitesse u de la tige est véritablement la même que la vitesse moyenne U. C'est ce que l'auteur examine d'abord expérimentalement dans ce chapitre, et théoriquement dans le suivant. On peut remarquer avant

tout, que la différence des vitesses sur une même verticale étant petite par rapport à ces vitesses elles-mêmes, celle de la tige, qui est nécessairement intermédiaire entre les extrêmes, doit constituer une première approximation de la vitesse moyenne.

Les tiges lestées doivent satisfaire aux conditions générales indiquées au chapitre IV pour tous les flotteurs et, en outre, aux suivantes : la tige doit être cylindrique, de diamètre uniforme, et aussi mince que possible eu égard à la rigidité qu'elle doit avoir; sa surface doit être partout dans le même état physique, le plus uni est le meilleur; son centre de gravité, dans l'eau, doit être aussi bas que possible; la partie exposée au vent doit être la plus petite possible eu égard à la nécessité d'être visible; et cependant la tige doit avoir une flottaison suffisante pour remonter rapidement après une submersion accidentelle ; la charge additionnelle placée au bas doit être fixée de telle manière qu'elle y reste, même lorsque la tige est retournée. L'auteur a employé des tiges en bois et en fer-blanc dont il donne la description détaillée.

En comparant les résultats des observations faites avec les tiges à ceux des autres expériences, il conclut que la vitesse d'une tige lestée dont la longueur immergée est presque égale soit à une partie, soit à toute la profondeur du lit donne une valeur approximative de la vitesse moyenne soit sur la partie soit sur la totalité de la verticale, et que l'approximation ainsi obtenue est généralement plus grande que celle que l'on peut obtenir par les doubles flotteurs. Les tiges présentent en outre, sur les doubles flotteurs, les avantages suivants : elles sont à l'abri de l'incertitude résultant de l'instabilité et du relèvement inconnu du flotteur ; elles fournissent le résultat d'une façon plus exacte et plus rapide; elles sont plus maniables et moins délicates; elles sont d'une construction plus simple, moins chères et plus durables. En sorte qu'elles doivent être préférées à tous

les autres instruments pour mesurer la vitesse moyenne sur une verticale, lorsqu'on se trouve dans des conditions favorables à leur emploi.

Ces conditions sont d'abord, comme pour les flotteurs, un bief de section presque uniforme et de pente constante sur une grande longueur, et en outre, un lit d'une profondeur régulière dans le sens de la longueur, et une profondeur ne dépassant pas $4^m,50$ (les tiges les plus longues employées dans les expériences avaient $3^m,50$).

L'emploi des tiges est cependant sujet à des erreurs provenant de leur inclinaison. La tige ne se tient pas verticale, et sa *longueur* immergée n'est pas égale à la profondeur verticale de l'immersion, mais si le centre de gravité est placé très bas, l'inclinaison est faible et la différence peut être négligée.

Une autre cause d'erreur provient de ce que la longueur immergée l de la tige est nécessairement plus petite que la profondeur H du courant. La tige, ne pénétrant pas dans les couches fluides les plus profondes n'est pas affectée par ces couches qui sont les plus lentes. Il semblerait donc probable, à première vue, que la vitesse u de la tige doive toujours être plus grande que la vitesse moyenne U. Cela est vrai lorsque la tige est notablement plus petite que la profondeur. Mais l'expérience montre, et l'on verra au chapitre suivant que la vitesse d'une tige dont la profondeur immergée est $l = z$, est toujours plus petite que la vitesse moyenne U_z sur la verticale d'une hauteur z plus petite que H; ou, en d'autres termes, que *la vitesse moyenne* U *sur la verticale égale à la profondeur totale* H *est la même que celle d'une tige dont la longueur immergée l est un peu plus petite que* H. Cela constitue, en fait, une compensation des erreurs et lève une des principales objections à l'usage des tiges.

CHAPITRE XVI

THÉORIE DU MOUVEMENT DES TIGES

L'équation fondamentale de ce mouvement exprime l'équilibre entre l'action accélératrice F des couches d'eau dont la vitesse est supérieure à celle de la tige et l'action retardatrice R de celles qui ont une vitesse moindre; elle s'écrit donc :

$$F + R = 0.$$

Si v désigne la vitesse d'une couche liquide située à une profondeur z, et u celle de la tige dont le diamètre serait représenté par t, un élément d'une longueur dz recevra, de la part de la couche liquide une action accélératrice $\mu(v-u)^2 tdz$ si v est plus grand que u, ou au contraire une action retardatrice $-\mu(u-v)^2 tdz$ si u est plus grand que v; μ est un coefficient numérique dépendant de la rugosité de la surface de la tige.

En posant, pour abréger, $\varphi(z) = \int (v-u)^2 dz$, on voit que si l'on considère une portion finie de la tige, comprise entre les points dont les profondeurs sont a et b, et dans laquelle $v - u$ soit partout de même signe, on aura, pour cette portion de tige :

$$F = \mu t\,[\varphi(b) - \varphi(a)] \text{ si } v > u \text{ partout,}$$

$$R = -\mu t[\varphi(b) - \varphi(a)] \text{ si } u > v \text{ partout;}$$

et en écrivant l'équation d'équilibre avec les valeurs de F ou de R calculées, d'après ces formules, pour chacune des portions de tige limitées par les points d'intersection de la courbe des vitesses, on aura les équations générales du problème.

Lorsque l'on admet l'hypothèse de la forme parabolique pour la courbe des vitesses, la fonction $\varphi(z)$ peut s'exprimer algébriquement en introduisant la distance verticale h à

l'axe de la parabole du point où cette courbe rencontre la tige, c'est-à-dire de la couche qui a la même vitesse que la tige ; on trouve alors facilement, avec l'équation de la parabole mise sous la forme donnée au chapitre XIV :

$$\varphi(z) = \int (v - u)^2 dz = m\left(h^4 z - \frac{2}{3} h^2 z^3 + \frac{1}{5} z^5\right).$$

Désignant ensuite par Z et Z′ les profondeurs (mesurées de haut en bas) au-dessous de l'axe de la parabole, de la surface de l'eau et du fond du lit (Z étant négative lorsque l'axe est au-dessous de la surface), l'auteur pose les équations d'équilibre dans les six cas suivants, savoir : lorsque l'axe de la parabole est au-dessus de la surface de l'eau, qu'il est exactement à la surface, ou bien, qu'étant au-dessous on a $Z < h$, $Z = h$, $Z > h$, et enfin comme cas limite $Z = Z'$. Des six équations ainsi écrites, les trois qui correspondent à des valeurs de Z non définies, contiennent Z, Z′ et h et ne sont pas susceptibles d'être résolues numériquement, la valeur de $\frac{h}{Z'}$ y dépend du rapport inconnu $\frac{Z}{Z'}$; mais les trois autres, desquelles Z est naturellement éliminé puisqu'il y est remplacé respectivement par 0, h, ou Z′ donnent $h — 0{,}61\,Z'$, $h — 0{,}56\,Z'$, $h = 0{,}61\,Z'$. La valeur de h étant ainsi connue, on en déduit facilement celle du rapport $\frac{k}{l}$ de la profondeur k de la couche qui a la même vitesse que la tige au-dessous de la surface, à la longueur totale l de la tige on a en effet $\frac{k}{l} = \frac{Z + h}{Z + Z'}$. D'un autre côté, on peut avec l'équation de la parabole et la valeur de la vitesse moyenne donnée au chapitre XIV, calculer la profondeur h_0 au-dessus de la surface de la couche qui a une vitesse égale à la vitesse moyenne, ou le rapport $\frac{h_0}{l} = \frac{h_0}{H}$. En faisant ces calculs pour les trois cas extrêmes que l'on vient de définir,

on trouve pour $\frac{k}{l}$ les valeurs	0,611	0,719	0,805,
et pour $\frac{h_0}{l}$	0,577	0,681	0,789,
les différences	0,034	0,038	0,016,

sont toutes positives, et l'on peut admettre qu'il en est de même lorsque la courbe parabolique des vitesses a une position intermédiaire entre celles qui correspondent à ces valeurs extrêmes ; il en résulte, vu la forme de cette courbe, que la vitesse de la tige est toujours quelque peu plus petite que la vitesse moyenne sur la hauteur de son immersion.

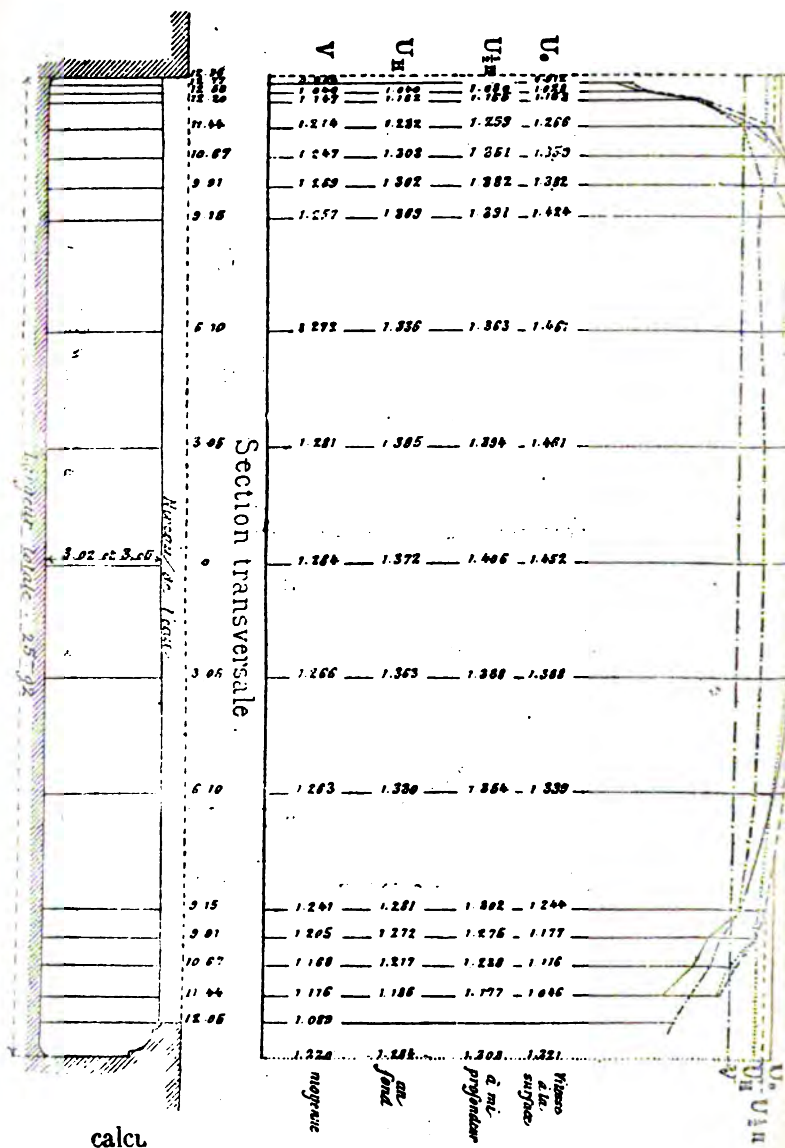
Les équations du mouvement de la tige, combinées avec celle de la parabole, permettent, dans les trois cas extrêmes dont il s'agit, de calculer la longueur l d'une tige qui prendrait une vitesse égale à la vitesse moyenne sur toute la verticale H; on trouve ainsi $\frac{l}{H} = 0{,}945,\ 0{,}927,\ 0{,}950$. Il faut donc, en moyenne, que la longueur de la tige soit les 0,94 de la profondeur.

CHAPITRE XVII

COURBES TRANSVERSALES DES VITESSES.

Ce sont les courbes qui ont leurs ordonnées proportionnelles aux vitesses aux divers points d'une ligne menée transversalement dans une section. L'auteur en a considéré quatre : celle des vitesses à la surface, à mi-profondeur, au fond, et celle des vitesses moyennes. Les planches contiennent 114 de ces courbes, dont voici un spécimen.

Courbes transversales des vitesses. — Aqueduc droit de Solani. (*Fig.* 2, pl. ?o



calcu

Les quatre courbes tracées sur cette figure ne sont comparables qu'au point de vue de leur forme et non pas au point de vue de la valeur absolue de leurs ordonnées. Les expériences dont elles représentent les résultats n'ont pas été simultanées, et la profondeur de l'eau n'a pas été la même pour toutes, quoique peu différente : $3^m,02$, $3^m,04$ et $3^m,05$. Ces courbes montrent l'influence sur les quatre vitesses considérées, de l'encorbellement qui existe sur l'une des parois de la section transversale. Les autres courbes, très nombreuses, données par l'auteur, montrent de même diverses particularités intéressantes. Leur comparaison permet de poser les lois approximatives suivantes pour la variation de la vitesse dans une section transversale symétrique avec un lit de niveau ou entièrement concave, et dans un bief uniforme d'une grande longueur :

La vitesse, dans chaque courbe, est maximum près du milieu de la courbe ; elle subit, de ce point vers les rives, une diminution d'abord très lente, qui devient plus rapide en approchant des rives, et très rapide tout contre les rives.

La courbe est entièrement convexe vers l'aval, et est symétrique par rapport au milieu du canal, à moins d'irrégularités produites soit par des défauts de régularité du canal soit en amont, soit en aval du poste d'observation, soit dans le profil lui-même.

Tout changement marqué dans la forme du lit se fait sentir dans la forme de la courbe des vitesses. Une augmentation de profondeur accroît la vitesse et inversement ; ainsi, une concavité du lit produit une convexité de la courbe des vitesses et *vice versâ*. Ces effets sont d'autant plus marqués que l'eau est moins profonde.

Des quatre courbes considérées, celle des vitesses à la surface est la plus arrondie, celle de mi-profondeur, une des plus protubérantes, et celle des vitesses moyennes une des plus plates.

L'observation de la vitesse devient très-difficile lorsqu'on

s'approche des bords, cependant l'auteur a pu reconnaître que la vitesse diminue très rapidement et qu'elle est très petite (peut-être nulle) au bord; il a constaté, près des bords et à la surface, un courant persistant du bord vers le centre, courant d'autant plus intense qu'on est plus près du bord, et qui diminue rapidement aussitôt qu'on s'en éloigne.

Il nous semble que ce courant du bord vers le centre ne peut qu'être une illusion de l'auteur. Lorsqu'on place tout près d'une rive un flotteur dont les dimensions ne sont plus négligeables par rapport à sa distance au bord, les vitesses des divers filets qui le frappent sont assez différentes pour le faire tourner sur lui-même et rouler comme sur un plan incliné en l'écartant des rives. Cet effet s'atténue à mesure que la distance au bord devenant plus grande, les vitesses des divers filets d'eau qui rencontrent le flotteur deviennent moins différentes les unes des autres.

CHAPITRE XVIII

FORME THÉORIQUE DES COURBES TRANSVERSALES DES VITESSES

L'auteur compare les courbes transversales, décrites au chapitre précédent, soit à des paraboles $\left(\frac{v}{v_0}\right) = 1 - m\left(\frac{y}{b}\right)^n$ soit à des ellipses $\left(\frac{v}{v_0}\right)^n + m\left(\frac{y}{b}\right)^n = 1$, de degré supérieur, soit à une chaînette, à une exponentielle, etc. Il arrive aux conclusions suivantes : La forme de la courbe transversale des vitesses est, pour des conditions extérieures données, déterminée par la forme du lit, par conséquent la vitesse v, en un point quelconque, ne peut être exprimée par une fonction de la seule distance y de ce point à la verticale centrale, elle dépend aussi de la profondeur z en ce point; elle devrait donc être exprimée par une fonction de

la forme $\frac{v}{v_0} = f(y, z, \text{etc})$. Cela étant, on ne peut arriver à rien avec des équations qui ne contiennent que la distance y.

Cette conclusion s'accorde avec le principe de Dubuat qui attribue au seul périmètre mouillé la cause de la réduction de vitesse du courant, le périmètre mouillé comprenant la couche d'air qui repose sur la surface de l'eau. Il paraîtrait donc plus rationnel d'exprimer la vitesse en un point quelconque, non pas en fonction des coordonnées y, z du point, mais plutôt en fonction soit de la distance réduite minimum, soit plutôt de la distance réduite moyenne de ce point au périmètre mouillé.

Comme les différentes parties du périmètre mouillé exercent des résistances d'intensités différentes, il faut que la distance *réduite* tienne compte de cette différence. Si dB est un élément du périmètre mouillé, ρ un coefficient de résistance spécifique, et r la distance de cet élément au point considéré, la distance réduite moyenne de ce point au périmètre mouillé sera $\frac{\int r\rho dB}{\int \rho dB}$, l'intégrale étant étendue à tout le contour. Cette expression donnerait lieu à des calculs très compliqués et ne semble devoir conduire à rien.

CHAPITRE XIX

AIRES ET DÉBITS

Les superficies des sections transversales et les débits, tant superficiels, sur des lignes verticales ou transversales, que cubiques pour toute la section, ont été calculés par les formules de sommation de Simson et de Weddle, etc.

Dans ces formules, les coefficients qui affectent les diverses données sont différents, il en résulte que certaines données sont plus importantes que les autres, c'est-à-dire

que l'erreur dont elles peuvent être affectées a, sur le résultat, une influence qui dépend de ce coefficient.

Pour atténuer cet effet, il faut que le nombre des observations qui, par leur moyenne, fournissent chaque donnée, soit proportionnel au coefficient dont elle est affectée dans les formules de sommation.

Le calcul du débit total dans une section déterminée comprenait trois séries d'opérations :

I. Détermination des profondeurs moyennes sur un certain nombre de lignes parallèles à l'axe du courant; ce qui s'obtenait par le sondage de plusieurs profils transversaux.

II. Mesure des vitesses moyennes sur les verticales aux points où ces lignes rencontrent le profil intermédiaire.

III. Calculs.

Dans les profils les plus larges, le temps nécessaire à ces opérations a été, savoir :

I. De trois à quatre heures pour sonder 15 à 17 lignes longitudinales sur huit profils transversaux.

II. De deux à quatre heures pour mesurer 15 à 21 vitesses moyennes, chaque mesure étant répétée trois fois.

III. Environ deux heures pour le calcul.

Ce procédé, comportant des mesures de vitesses aux divers points du canal, fait du résultat une sorte de moyenne indépendante de toute théorie. Il est d'ailleurs assez rapide pour que les conditions extérieures restent constantes (à l'exception du vent) pendant la durée des opérations, ce qui dispense encore de toute correction théorique ou hypothétique.

CHAPITRE XX

VITESSE MOYENNE

La vitesse moyenne de toute la section a été calculée en divisant le débit total D ainsi trouvé, par l'aire A de la

section transversale $V = \frac{D}{A}$. On a déjà dit que la moyenne arithmétique des vitesses est trop petite, et ce procédé donne une exactitude plus grande. D'un autre côté, le débit est sensiblement constant d'un instant à l'autre, tandis que les vitesses individuelles sont très variables. Les vitesses moyennes soit sur une verticale, soit sur une transversale, varient déjà moins que les vitesses individuelles, tandis que la vitesse moyenne générale, comme le débit, est sensiblement constante. La vitesse moyenne est même relativement plus constante que le débit, car elle se trouve moins affectée des très petites variations du niveau qui peuvent survenir, et qui augmentent et diminuent à la fois le débit et l'aire de la section, c'est-à-dire les deux termes de la fraction dont V est la valeur.

La vitesse moyenne est fonction de la pente de surface I, de la la largeur b à la surface du périmètre mouillé B, de la profondeur H, et du rayon moyen R. On a proposé diverses formules pour représenter cette fonction. La plus ancienne est celle de Chézy.

$$V = C\sqrt{RI},$$

ou bien si l'on pose $w = \sqrt{RI}$, w étant une *vitesse* calculée, on pourra écrire $V = Cw$.

L'auteur a cherché, pour exprimer V, trois formules approximatives, savoir :

$V = c\,U_o$, U_o étant la vitesse moyenne sur la verticale centrale.

$V = \mathrm{c}\,v_o$, v_o étant la vitesse superficielle au milieu du cours d'eau.

$V = C\,w$, w étant la vitesse calculée $= \sqrt{RI}$.

La recherche expérimentale se traduit, en fin de compte, par le calcul des valeurs expérimentales de c, c, C, d'après les valeurs trouvées expérimentalement pour V, U_o, v_o, w.

Il y a une sorte de concordance dans les variations de

U et v_0; de V et U_0; de V, v_0 et w; elles croissent et décroissent généralement ensemble. Les vitesses décroissent, en général lorsque la profondeur diminue; elles croissent lorsque la profondeur ou la pente de surface augmente. Les mesurages de débit effectués par l'observation de vitesses superficielles sont susceptibles d'être affectés par un vent longitudinal.

Le coefficient c croît lorsque le rayon moyen décroît et lorsque la vitesse décroît; mais les variations ne semblent pas régulières ni se prêter à être représentées par une formule. Les valeurs extrêmes trouvées pour ce coefficient sont 0,867 et 1,104; 80 p. 100 de ses valeurs sont comprises entre 0,90 et 1,00.

Les variations du coefficient c sont plus irrégulières et plus obscures.

Quant au coefficient C il décroît généralement avec le rayon moyen, et les exceptions montrent qu'il ne dépend pas seulement de R comme dans la formule de Bazin. Il varie avec I d'une manière complexe, et enfin il dépend de la nature des rives et du lit.

Un rapport sur la physique et l'hydraulique du Mississipi, de MM. Humphreys et Abbot, publié à Philadelphie en 1861 et souvent cité par l'auteur, a discuté les formules anciennes de Dubuat (1786), Girard (1803), de Prony (1804), Young (1808), Dupuit (1848), Saint-Venant (1851), Ellet (1851), et il les a toutes rejetées comme n'étant pas d'une application générale. Les suivantes, plus récentes, sont discutées dans un ouvrage de Kutter intitulé : *Nouvelle formule de la vitesse moyenne*, dont une traduction a été publiée à Londres en 1876 par Jackson.

Formule de Bornemann :

$$V = \frac{1}{\gamma} R^{\frac{4}{3}} I^{\frac{4}{5}}.$$

Formule de Hagen :

$$V = \mu \sqrt{R} \sqrt[6]{I}, \quad (\mu = 2{,}425 \text{ en mesures métriques}).$$

Formule de Gauckler :

$$V = \alpha^2 \sqrt[6]{R} \sqrt{RI}, \quad \text{lorsque I est} > 0{,}0007$$
$$= \beta^4 R^{\frac{4}{3}} I, \quad \text{lorsque I est} < 0{,}0007.$$

γ, α, β étant des coefficients de rugosité. Ces formules sont aussi rejetées par Kutter comme n'étant pas *généralement* applicables.

L'auteur discute seulement les deux formules suivantes : celle de Bazin,

$$V = C_b \sqrt{RI} = C_b w;$$

celle de Kutter,

$$V = C_k \sqrt{RI} = C_k w.$$

Le coefficient de Bazin, $C_b = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{R}}}$ contient deux constantes α et β dépendant de la nature du fond et des berges. M. Bazin en a donné les valeurs pour quatre cas, auxquels un cinquième a été ajouté par M. Kutter. La comparaison aux expériences des résultats de cette formule montre qu'elle est défectueuse, et cela ne peut faire de doute puisque le coefficient C_b ne dépend pas de I. M. Kutter est arrivé à la même conclusion.

M. Bazin a proposé l'expression suivante pour la relation entre la vitesse moyenne V et la vitesse maximum v dans une même section.

$$v - V = K\sqrt{RI},$$

K étant un coefficient numérique égal à 14,1. En reprenant l'équation fondamentale $V = C\sqrt{RI}$ on peut éliminer le radical et écrire $V = \frac{C}{C+K} v = c_b v$. Le coefficient c_b

ainsi établi ne peut servir à calculer la vitesse moyenne que d'après la vitesse maximum. La formule serait plus utile si, au lieu de la vitesse maximum, elle renfermait la vitesse v_0 au milieu de la surface. Elle ne s'accorde pas d'ailleurs avec les résultats de l'expérience, ce qui peut tenir à la valeur attribuée à K, qui n'est sans doute pas une constante.

Le coefficient de Kutter, réduit en mesures métriques, a pour valeur :

$$C_k = \frac{m + \frac{1}{f}}{1 + \frac{mf}{\sqrt{R}}}; \quad \text{où} \quad m = 23 + \frac{0{,}00155}{I}.$$

f est un coefficient de rugosité dépendant de l'état du lit et qui varie de 0,009 à 0,035.

Cette formule est certainement un peu compliquée et donne lieu à des calculs laborieux ; mais il existe des tables qui donnent la valeur du coefficient C pour huit valeurs de f comprises entre 0,010 et 0,030. En comparant ses résultats à ceux des observations, l'auteur a trouvé que sur 83 séries d'observations, il y en avait :

33 pour lesquelles la différence est inférieure à.	3 p. 100
17 pour lesquelles la différence est comprise entre.	3 et 5 p. 100
15 pour lesquelles la différence est comprise entre.	5 et 7 1/2 p. 100
5 pour lesquelles la différence est comprise entre.	7 1/2 et 10 p. 100
13 pour lesquelles la différence est au-dessus de.	10 p. 100

La discussion des 13 séries qui donnent des différences supérieures à 10 p. 100 montre que les observations contiennent des causes d'incertitude qui peuvent rendre

compte de cet écart. Toutefois, c'est surtout pour les très petites valeurs de I que la formule est en défaut, et l'auteur pense qu'elle n'attribue peut-être pas à I une importance suffisante. Il discute ensuite deux autres formules compliquées sans utilité pratique.

Le coefficient C varie beaucoup plus que les coefficients c et *c*; ainsi les valeurs extrêmes données par les observations sont en mesures métriques, 19,43 et 72,12 mais sur les 83 valeurs, il y en a 63, ou près de 80 p. 100, comprises entre 40 et 60.

Il y a évidemment avantage, pour calculer la vitesse moyenne, à employer le coefficient dont la variation est la plus faible; ainsi on obtiendra une valeur plus approchée de la vitesse moyenne en observant une vitesse qu'en mesurant la pente de surface, et il vaudra mieux observer la vitesse moyenne sur la verticale centrale que de mesurer seulement la vitesse superficielle (*).

CHAPITRE XXI

VÉRIFICATION DU DÉBIT

Cette vérification a été faite, soit en renouvelant les observations au même poste dans les mêmes conditions, soit en opérant à des postes successifs entre lesquels le canal ne recevait ni ne perdait d'eau. Les différences ont été, en général, inférieures à 3 p. 100 : sur 106 vérifications, on en trouve 80 au-dessous de cette limite et 17 pour lesquelles la différence a été comprise entre 3 et 5 p. 100.

(*) Cette règle peut être bonne lorsqu'il s'agit de mesurer le débit d'un cours d'eau existant, mais elle ne peut, pour le calcul des dimensions à donner à un canal à construire, remplacer une formule de la forme $V = C\sqrt{RI}$, qui seule est importante au point de vue de la science de l'hydraulique.

CHAPITRE XXII

MESURAGE PRATIQUE DU DÉBIT

Ce chapitre résume les observations et les conditions détaillées dans les chapitres précédents pour arriver le plus exactement et le plus simplement possible à obtenir une valeur approximative du débit d'un cours d'eau.

CHAPITRE XXIII

EMPLOI D'APPAREILS DESTINÉS A MESURER LA VITESSE DU COURANT

Ce chapitre est consacré principalement à exposer les difficultés que présente l'usage d'appareils fixes destinés à mesurer la vitesse en un point d'un courant et à décrire quelques perfectionnements que l'auteur propose d'y apporter. Il n'a d'ailleurs pas fait usage de ces instruments dans les expériences dont il a été rendu compte dans les chapitres précédents.

CHAPITRE XXIV

SÉDIMENT

En même temps qu'il observait les vitesses, l'auteur recueillait les matières en suspension dans l'eau, en vue de chercher une relation entre la quantité de sédiment et la vitesse, et aussi de trouver la quantité totale de sédiment charrié par le canal du Gange. Il se servait d'un tube métallique de $3^m,60$ de longueur et de 0,05 de diamètre intérieur, ouvert aux deux bouts, qu'il plaçait verticalement dans le cours d'eau et dont l'extrémité inférieure pouvait se fermer par un clapet. Il recueillait ensuite le sédiment par filtration sur un filtre en papier, qui avait été préala-

blement mouillé et pesé. Il était de nouveau pesé après avoir servi et l'augmentation de son poids donnait le poids du sédiment recueilli. L'auteur appelle, pour abréger, densité du sédiment le poids des matières solides contenues dans l'unité de volume d'eau, et il trouve qu'aux divers points d'un même poste d'observation, il n'y a aucune relation entre la densité du sédiment et la vitesse. Les autres conclusions de ce chapitre ont un intérêt purement local.

CHAPITRE XXV

ÉVAPORATION

La mesure de l'évaporation se faisait au moyen d'une caisse en zinc de $0^m,30$ de côté, ouverte par le haut, disposée de manière à flotter sur l'eau et dans laquelle on introduisait une certaine quantité d'eau. On faisait en sorte que le niveau de l'eau dans la boîte fût à peu près le même que celui du canal sur lequel elle flottait et, en mesurant dans une éprouvette graduée la quantité d'eau au commencement et à la fin d'une expérience, la différence faisait connaître l'évaporation. On mesurait en même temps la température de l'eau du canal.

On a trouve ainsi qu'en dehors de la saison des pluies, l'évaporation enlevait chaque jour à la surface du canal une couche de moins de $0^m,003$. La faiblesse de ce chiffre doit être attribuée à ce que la température de l'eau reste toujours basse; ainsi une expérience faite le 2 mars 1877, à deux heures et demie de l'après-midi, a donné, pour la température de l'eau du canal, 18°,3, pour celle de l'eau de la boîte à évaporation 18°,9, tandis qu'à environ 1 500 mètres de là, on constatait à l'observatoire du collège Thomason, à Roorkee, une température de 41° dans l'air, à l'ombre, et de 74° au soleil.

CHAPITRE XXVI

RÉSUMÉ

Ce chapitre contient le résumé des résultats obtenus dans les précédents. C'est une sorte de table méthodique de l'ouvrage.

CHAPITRE XXVII

DÉPENSES

Les expériences qui viennent d'être décrites ont donné lieu à une dépense, à la charge du Gouvernement, qui a atteint le chiffre de 88 308f,04, ainsi réparti :

Dépenses des expériences	58 598f,00
Calculs et rédaction	22 407 89
Publication	10 621 75
TOTAL	91 627 64
A déduire le produit de la vente du matériel	3 319 60
DÉPENSE NETTE	88 308 04

Il y aurait à ajouter à ce chiffre le prix des services rendus gratuitement par divers agents appartenant soit au syndicat des irrigations, soit au collège Thomason, ainsi que la location d'instruments, de pontons, etc., qui ont été prêtés par diverses administrations. On arriverait ainsi à augmenter le chiffre précédent de 40 000 francs environ, de sorte que le coût réel de ces expériences ne serait pas inférieur à 128 000 francs.

Des nombreux tableaux donnés par l'auteur, et qui forment le 2e volume de son ouvrage, nous croyons intéressant d'extraire les suivants qui sont relatifs à la détermination de la vitesse moyenne et qui contiennent la compa-

raison des résultats de cette détermination par les observations des tiges lestées, des vitesses superficielles centrales et de la pente de surface.

Il y a, dans chaque colonne, et pour chaque série d'observations, deux chiffres. Le premier est la *moyenne* des résultats observés, le second est *l'écart* entre les deux résultats extrêmes.

Toutes les longueurs ont été converties en mètres; et les vitesses, en mètres par seconde. Les pentes superficielles sont exprimées en millionièmes. On a, pour abréger, supprimé les trois premiers zéros après la virgule qui sont écrits, une fois pour toutes, au haut de la colonne.

Les directions indiquées pour le vent ne sont pas les directions géographiques absolues; elles sont rapportées à celle du cours d'eau, en supposant toujours qu'il coule du nord au sud. Ainsi le vent dont la direction est désignée par N soufflait dans la direction et dans le sens du courant; celui qui est désigné par E soufflait transversalement, de la rive gauche à la rive droite, etc.

Postes d'observation.	Numéros des séries.	DIFFÉRENCES de niveau superficielles. Sous-bief supérieur.		Sous-bief inférieur.		RÉSULTATS D'OBSERVATIONS DES TIGES LESTÉES. Nombre de séries d'observations.	Rayon moyen. R	Largeur à la surface.	Vent moyen. Direction.	Vitesse.	Débit en mètres cubes par seconde. D
		m.		m.			m.	m.		m.	m. c.
Aqueduc gauche de Solani.	101	1,8[illegible]6 0,024	Sur 8 045 mètres de longueur.	1,674 0,043	Sur 7 240 mètres de longueur.	3	2,420 0,024	25,05 0,15	S.E.$\frac{1}{4}$E.	0.3	97,01 0,91
	103	1,801 0,049		1,540 0,155		4	2,332 0,021	25,14 0,00	S.O.$\frac{1}{4}$O.	0,9	87,61 2,61
	105	1,800 0,021		1,415 0,061		2	2,192 0,027	25,64 0,03	O.$\frac{1}{4}$N.O.	0,6	76,60 4,30
	106	1,786 0,034		1,308 0,058		3	2,075 0,046	25,91 0,00	S.E.	0,6	67,68 3,88
	107	1,803 0,015		1,198 0,018		4	1,960 0,015	25,91 0,00	S.O.$\frac{1}{4}$O.	0,3	62,66 1,33
Aqueduc droit de Solani (l'aqueduc gauche étant ouvert).	108	1,787 0,052	Sur 8 045 mètres de longueur.	1,704? 0,085?	Sur 7 240 mètres de longueur.	10	2,426 0,030	25,02 0,15	N.E.	0,3	97,10 9,57
	109	1,850		1,594		1	2,384	25,14	S.$\frac{1}{4}$S.O.	1,2	101,29
	109	1,787 0,104		1,603 0,189		9	2,365 0,030	25,14 0,00	N.E.$\frac{1}{4}$E.	1,5	89,59 8,83
	110	1,893		1,506		1	2,326	25,14	Calme.		95,85
	110	1,789 0,100		1,594 0,076		10	2,323 0,021	25,24 0,21	S.S.O.	faible	86,34 8,07
	110	1,752		1,555		1	2,310	25,33	N.	2.1	80,36
	111	1,801 0,058		1,485 0,158		8	2,265 0,024	25,48	N.E.$\frac{1}{4}$N.	0,6	83,53 7,45
	112	1,810 0,027		1,396 0 100		3	2,173 0,052	25,64 0,06	N.O.	0,6	78,18 6,09
	113 114 115	1,798 0,091		1,298 0,079		6	2,057 0,076	25,72 0,03	S.S.E.	0,3	71.58 6,29
	116	1,813 0,046		1,131 0,320		5	1,951 0,034	25,75 0,00	S.O.$\frac{1}{4}$O.	0,3	64.69 2,63
	117	1,847 0,037		0,972 0,360		2	1,871 0,006	25,91 0,00	N.E.$\frac{1}{4}$N.	0,6	62,55 2,07
	118	1,829 0,037		1,002 0,149		4	1,786 0,049	25,91 0,00	N.N.E.	0,9	58,27 4,39

…VITESSES SUPERFICIELLES CENTRALES.					RÉSULTATS D'OBSERVATIONS DE LA PENTE SUPERFICIELLE.									
Vent moyen.		Vitesse superficielle centrale v_0	Rapport $\frac{V}{v_0}$		Nombre de séries d'observations.	Rayon moyen. R	Vent moyen.		Pente superficielle rive D. ou G. I	Valeurs de $100\sqrt{RI}$	Rapport $\frac{V}{\sqrt{RI}}$		
Direction.	Vitesse.		Expérimental.	D'après Bazin.			Direction.	Vitesse.			Expérimental.	D'après Bazin.	D'après Kutter.
»	»	»	»	»	3	m. 2,420 0,021	N.E.	0,3	0,000 189 G 012	2,142 0,061	57,86 0,77	61,28	57,97
»	»	»	»	»	4	2,329 0,021	S.S.O.	1,2	207 017	2,197 0,094	53,71 3,15	61,28	57,47
»	»	»	»	»	2	2,198 0,015	N.O.	0,3	222 007	2,208 0,039	51,12 1,32	60,73	56,97
…¼N.E.	1,2	1,234	0,847	0,786	3	2,075 0,046	S.E.	0,9	206 032	2,065 0,188	51,50 3,04	60,73	56,53
»		»	»	»	4	1,960 0,012	S.S.O.	1,2	225 015	2,103 0,061	50,18 1,55	60,73	55,98
…N.E.	0,3	1,378 0,049	0,884 0,047	0,805	10	2,426 0,030	S.O.	0,6	190 D 030	2,148 0,160	57,80 8,00	61,28	57,97
»		»	»	»	1	2,378	Calme.		198	2,170	61,12	61,28	57,74
…E.	0,6	1,353 0,125	0,874 0,060	0,799	9	2,365 0,030	E.	0,9	192 018	2,131 0,105	55,53 3,09	61,28	57,74
…able	faible	1,457	0,887	0,809	1	2,335	Variable.	faible	203	2,181	59,23	61,28	57,52
Calme.		1,325 0,070	0,877 0,053	0,798	10	2,329 0,061	S.O.	0,9	193 020	2,120 0,038	55,42 5,02	61,28	57,58
Calme.		1,338	0,822	0,793	1	2,310	Calme.		183	2,059	53,44	61,28	57,63
…O.	0,3	1,341 0,088	0,885 0,046	0,801	8	2,265 0,024	N.O.	0,6	193 034	2,092 0,121	56,36 5,08	61,28	57,36
Calme.		1,350	0,847	0,798	3	2,170 0,067	N.O.	0,3	204 027	2,103 0,127	55,15 5,58	60,73	56,92
Calme.		1,277 0,122	0,889 0,?28	0,798	6	2,060 0,076	S.E.	0,3	205 033	2,054 0,188	55,26 5,58	60,73	56,47
…N.	faible	1,228	0,896	0,796	5	1,951 0,034	S.	0,3	207 010	2,013 0,044	54,60 3,15	60,73	55,98
…E.¼E.	0,3	1,225 0,012	0,912 0,023	0,798	2	1,874 0,024	N.	0,6	220 021	2,031 0,083	55,10 0,27	60,73	55,65
S.	0,3	1,237 0,098	0,890 0,054	0,797	4	1,786 0,052	Variable.	faible	225 015	2,003 0,094	54,88 2,32	60,73	55,21

Postes d'observation.	Numéros des séries.	DIFFÉRENCES de niveau superficielles.				Nombre de séries d'observations.	RÉSULTATS D'OBSERVATIONS DES TIGES LESTÉES.				
		Sous-bief supérieur.		Sous-bief inférieur.			Rayon moyen. R	Largeur à la surface.	Vent moyen. Direction.	Vitesse.	Débit en mètres cubes par seconde. D
Aqueduc gauche de Solani.	101	m. 1,8(?)6 0,024	Sur 8 045 mètres de longueur.	m. 1,674 0,043	Sur 7 240 mètres de longueur.	3	m. 2,420 0,024	m. 25,05 0,15	S.E.$\frac{1}{4}$E.	m. 0.3	m. c. 97,01 0,91
	103	1,801 0.049		1,540 0,155		4	2,332 0,021	25,14 0,00	S.O.$\frac{1}{4}$O.	0,9	87,61 2,61
	105	1,800 0,021		1,415 0,061		2	2,192 0,027	25,64 0,03	O.$\frac{1}{4}$N.O.	0,6	76,60 4,30
	106	1,786 0,034		1,308 0,058		3	2,075 0,046	25,91 0,00	S.E.	0,6	67,68 3,88
	107	1,803 0,015		1,198 0,018		4	1,960 0,015	25,91 0,00	S.O.$\frac{1}{4}$O.	0,3	62,66 1,33
Aqueduc droit de Solani (l'aqueduc gauche étant ouvert).	108	1,787 0,052	Sur 8 045 mètres de longueur.	1,704? 0,085?	Sur 7 240 mètres de longueur.	10	2,426 0,030	25,02 0,15	N.E.	0,3	97,10 9,57
	109	1,850		1,594		1	2,384	25,14	S.$\frac{1}{4}$S.O.	1,2	101,29
	109	1,787 0.104		1,603 0,189		9	2,365 0,030	25,14 0,00	N.E.$\frac{1}{4}$E.	1,5	89,59 8,83
	110	1,893		1,506		1	2,326	25,14	Calme.		95,85
	110	1,789 0,100		1,594 0,076		10	2,323 0,021	25,24 0,21	S.S.O.	faible	86,34 8,07
	110	1,752		1,555		1	2,310	25,33	N.	2.1	80,36
	111	1,801 0.058		1,485 0,158		8	2,265 0,024	25,48	N.E.$\frac{1}{4}$N.	0,6	83,53 7,45
	112	1,810 0,027		1,396 0 100		3	2,173 0,052	25,64 0,06	N.O.	0,6	78,18 6,09
	113 114 115	1,798 0,091		1,298 0,079		6	2,057 0,076	25,72 0,03	S.S.E.	0,3	71.58 6,29
	116	1,813 0,046		1,131 0,320		5	1,951 0,034	25,75 0,00	S.O.$\frac{1}{4}$O.	0,3	64.69 2,63
	117	1,847 0,037		0,972 0,360		2	1,871 0,006	25,91 0,00	N.E.$\frac{1}{4}$N.	0,6	62,55 2,07
	118	1,829 0,037		1,002 0,149		4	1,786 0,049	25,91 0,00	N.N.E.	0,9	58,27 4,39

… DE VITESSES SUPERFICIELLES CENTRALES.					RÉSULTATS D'OBSERVATIONS DE LA PENTE SUPERFICIELLE.									
Vent moyen.		Vitesse superficielle centrale v_0	Rapport $\frac{V}{v_0}$		Nombre de séries d'observations.	Rayon moyen. R	Vent moyen.		Pente superficielle rive D. ou G. I	Valeurs de $100\sqrt{RI}$	Rapport $\frac{V}{\sqrt{RI}}$			
Direction.	Vitesse.		Expérimental.	D'après Bazin.			Direction.	Vitesse.			Expérimental.	D'après Bazin.	D'après Kutter.
»	»	»	»	»	3	m. 2,420 0,021	N.E.	0,3	0,000 189 G 012	2,142 0,061	57,86 0,77	61,28	57,97
»	»	»	»	»	4	2,329 0,021	S.S.O.	1,2	207 017	2,197 0,094	53,71 3,15	61,28	57,47
»	»	»	»	»	2	2,198 0,015	N.O.	0,3	222 007	2,208 0,039	51,12 1,32	60,73	56,97
N.¼N.E.	1,2	1,234	0,847	0,786	3	2,075 0,046	S.E.	0,9	206 032	2,065 0,188	51,50 3,04	60,73	56,55
»		»	»	»	4	1,960 0,012	S.S.O.	1,2	225 015	2,103 0,061	50,18 1,55	60,73	55,98
E.N.E.	0,3	1,378 0,049	0,884 0,047	0,805	10	2,426 0,030	S.O.	0,6	190 D 030	2,148 0,160	57,80 8,00	61,28	57,97
»		»	»	»	1	2,378	Calme.		198	2,170	61,12	61,28	57;74
N.E.	0,6	1,353 0,125	0,874 0,060	0,799	9	2,365 0,030	E.	0,9	192 018	2,131 0,105	55,53 3,09	61,28	57,74
Variable.	faible	1,457	0,887	0,809	1	2,355	Variable.	faible	203	2,181	59,23	61,28	57,52
Calme.		1,323 0,070	0.877 0,053	0,798	10	2.329 0,061	S.O.	0,9	193 020	2,120 0,038	55.42 5,02	61,28	57,58
Calme.		1,338	0.822	0.793	1	2,310	Calme.		183	2,059	53,44	61,28	57,63
N.O.	0,3	1,341 0,088	0.885 0,046	0,801	8	2,265 0,024	N.O.	0,6	193 034	2,092 0 121	56,36 5,08	61,28	57.36
Calme.		1,350	0,847	0,798	3	2,170 0,067	N.O.	0,3	204 027	2,103 0,127	55,15 5.58	60,73	56,92
Calme.		1,277 0,122	0,889 0,.28	0,798	6	2,060 0,076	S.E.	0,3	205 033	2,054 0,188	55,26 5.58	60,73	56,47
V.	faible	1,228	0,896	0,796	5	1,951 0,034	S.	0,3	207 010	2,013 0,044	54,60 3,15	60,73	55,98
N.E.¼E.	0,3	1,225 0,012	0,912 0,023	0,798	2	1,874 0,024	N.	0.6	220 021	2,031 0.083	55,10 0,27	60,73	55,65
S.	0,3	1,237 0,098	0,890 0,054	0,797	4	1,786 0,052	Variable.	faible	225 015	2,003 0,094	54,88 2,32	60,73	55,21

Postes d'observation.	Numéros des séries.	DIFFÉRENCES de niveau superficielles. Sous-bief supérieur. (Sur 8045 mètres de longueur.)	DIFFÉRENCES de niveau superficielles. Sous-bief inférieur. (Sur 7240 mètres de longueur.)	RÉSULTATS D'OBSERVATIONS DE TIGES LESTÉ… Nombre de séries d'observations.	Rayon moyen. R	Largeur à la surface.	Vent moyen. Direction.	Vent moyen. Vitesse.	Débit en mètres cubes par seconde. D
		m.	m.		m.	m.		m.	m. c.
Aqueduc droit de Solani (l'aqueduc gauche étant ouvert)	119	1,969 0,149	0,777 0,341	6	1,655 0,070	25,91	N.N.E.	0,3	54,62 3,20
	119	2,124	0,893	1	1,649	25,91	Calme.		59,66
	121	1,905 0,045	0,704 0,472	2	1,524 0,012	25,91	S.	0,6	46,24 0,34
	122	1,725 0,009	0,524 0,015	3	1,254 0,012	25,91	S.¼S.O.	2,1	29,03 0,20
	122	1,960 0,250	0,600? 0,152?	3	1,219 0,024	25,91	E.N.E.	0,6	34,63 0,65
	124	2,015	0,593	1	0,993	25,91	N.	1,5	20,45
	125	2,371	0,128	1	0,594	25,91	S.	faible	7,84
	127	2,256	0,00?	1	0,180	25,69	S.	3,0	1,01
Aqueduc droit de Solani (l'aqueduc gauche étant fermé).	131	1,094 0,000	0,030 0,000	2	1,280 0,000	25,91	N.E.	0,6	13,65 0,55
	132	1,880 0,000	0,299 0,000	2	1,113 0,012	25,91	Calme.		45,96 1,44
	135	1,896	0,207	1	0,911	25,91	Calme.		24,51
	136	1,914	0,189	1	0,896	25,91	Calme.		20,96
	137	1,972	0,131	1	0,896	25,91	S.O.	1,8	18,91
	138	1,987	0,055	1	0,829	25,91	Calme.		17,58
	139	1,813 0,034	0,049 0,034	2	0,768 0,030	25,91	S.	0,3	15,05 1,66

	…TIONS DE VITESSES SUPERFICIELLES CENTRALES.					RÉSULTATS D'OBSERVATIONS DE LA PENTE SUPERFICIELLE.								
	Vent moyen.		Vitesse superficielle centrale.	Rapport $\frac{V}{v_0}$		Nombre de séries d'observations.	Rayon moyen.	Vent moyen.		Pente superficielle rive droite.	Valeurs de $100\sqrt{RI}$	Rapport $\frac{V}{\sqrt{RI}}$		
	Direction.	Vitesse.	v_0	Expérimental.	D'après Bazin.		R	Direction.	Vitesse.	I		Expérimental.	D'après Bazin	D'après Kutter.
	V.	faible	m. 1,283 0,052	0,878 0,064	0,805	6	m. 1,658 0,070	N.	m. 0,3	0,000 234 093	1,960 0,397	57,75 12,81	60,18	54,49
	»		»	»	»	1	1,621	Calme.		313	2,252	54,66	60,18	54,16
7 3	Calme.		1,189 0,043	0,880 0,016	0,800	2	1,527 0,006	Calme.		240 120	1,899 0,475	55,87 13,03	59,62	53,83
1 3	S.O.¼T.	1,2	0,930 0,015	0,900 0,014	0,789	3	1,237 0,018	V.	faible	205 023	1,590 0,077	52,39 2,15	58,52	51,95
3 7	E.¼N.E.	0,3	1,143 0,021	0,870 0,004	0,795	3	1,225 0,018	N.	0,6	278 087	1,838 0,248	54,21 6,13	58,52	51,84
3	Calme.		0,884	0,838	0,788	1	1,042	Calme.		195	1,424	52,01	57,97	50,40
3	S.	faible	0,558	0,880	0,760	1	0,610	Calme.		203	1,110	44,22	54,10	45,16
	»		»	»	»	1	0,226	S.	3,4	113	0,502	36,44	44,72	34,01
7 0	N.E.	0,9	0,451 0,034	0,838 0,028	0,827	2	1,271 0.021	N.E.	0,9	025 002	0,563 0,022	66,85 0,11	58,52	61,50
2 9	Calme.		1,749 0,034	0,842 0,001	0,820	2	1,122 0,009	Calme.		473 015	2,302 0,044	63,87 0,00	57,97	59,79
4	Calme.		1,097	0,889	0,820	1	0,927	Calme.		253	1,429	63,76	57,42	58,02
9	Calme.		1,048	0,811	0,817	1	0,890	Calme.		208	1,358	62,60	57,42	57,64
1	Calme.		0,972	0,787	0,806	1	0,869	Calme.		200	1,320	57,97	56,86	57,36
17	Calme.		0,878	0,882	0,837	1	0,795	Calme.		145	1,076	72,12	56,31	56,31
68 27	S.¼S.O.	0,9	0,774 0,076	0,863 0,018	0,817	2	0,771 0,037	V.	faible	151 035	1,076 0,154	62,49 3,81	55,76	55,98

Postes d'observation.	Numéros des séries.	DIFFÉRENCES DE NIVEAU superficielles. Sous-bief supérieur.		Sous-bief moyen.		Sous-bief inférieur.		Nombre de séries d'observations.	RÉSULTATS D'OBSERVATIONS DE TIGES LESTÉES. Rayon moyen R	largeur à la surface.	Vent moyen. Direction.	Vitesse.	Débit en metres cubes par seconde. D	[illegible]
		m.		m.		m.			m.	m.		m.	m.	
Eau haute.	151	1,433 0,027		0,381 0,030		1,664 0,061		5	2,847 0,021	51,82 0,37	E.S.E.	1,2	203,00 12,01	[illegible]
	152	1,460 0,040		0,351 0,055		1,701 0,091		10	2,801 0,030	52,00 0,37	S.S.E.	1,2	190,94 15,43	[illegible]
	153	1,459 0,064		0,366 0,046		1,564 0,219		5	2,725 0,037	51,42 0,00	O.¼S.O.	1,2	175,90 3,74	[illegible]
	154	1.426 0.030		0,393 0,006		1,475 0,037		3	2,649 0,040	50,93 0,37	S.O.¼S.	0,6	169,16 12,04	[illegible]
	155	1,459 0,122		0,384 0,043		1,417 0,091		6	2,566 0,073	50,69 0,00	O.	1,5	157,56 32,31	[illegible]
Digue de Solaui. — Poste principal.	156	1,192		0,628		1,215		1	2,515	50,55	E.	1,2	139,61	[illegible]
	157	1,411 0,018		0,381 0,015		1,311 0,058		4	2,444 0,049	50,00	S.E.¼S.	0,3	136,21 13,48	[illegible]
	158	1,466 0,046		0,381 0,015		1,289 0,076		2	2,390 0,024	50,00	O.	0,9	137,66	[illegible]
	159	1,481 0,308	Sur 6 436 mètres de longueur.	0,381 0,058	Sur 1.609 mètres de longueur en aval du poste.	1,204 0,046	Sur 7 240 mètres de longueur.	7	2,332 0,027	49,56 0,33	S.S.O.	faible	127,66 9,20	[illegible]
	160	1,425 0,055		0,402 0,021		1,070 9,967		6	2,245 0,055	49,16 0,37	O.¼S.O.	1,2	116,67 2,55	[illegible]
	161	1,417 0,015		0,396 0,015		1,006 0,152		5	2,170 0,037	48,55 0,00	S.¼S.E.	1,2	109,39 4,39	[illegible]
	162	1,554 0,100		0,347 0,052		0,960 0,090		5	2,067 0,067	48,55 0,00	S.E.¼E.	0,6	112,51 9,68	[illegible]
	163	1,557 0,030		0,375 0,003		0,799 0,043		6	1,884 0,037	47,85 0,00	O.S.O.	0,6	90,44 8,13	[illegible]
	165	1,454 0,085		0,259 0,073		0,381 0,030		4	1,743 0,040	47,15 0,00	N.E.¼N.	0,3	67,15 7,47	[illegible]
	166	1,484		0,268		0,411		1	1,643	46,42	E.	1,8	59,46	[illegible]
	167	1,426 0,015		0,274 0,091		0.457 0,122		2	1,533 0,015	46,27 0,24	S.E.¼S.	0,6	48,79 2 07	[illegible]
Eau basse.	169	1,429 0,012		0,369 0,171		0,213 0,183		2	1,472	45,72 0,00	Calme.		41,91 1,39	[illegible]
	170	1,341		0,213		0,183		1	1.439	45,72	Calme.		32,62	[illegible]

… DE VITESSES SUPERFICIELLES CENTRALES.					RÉSULTATS D'OBSERVATIONS DE LA PENTE SUPERFICIELLE.								
Vent moyen.		Vitesse superficielle centrale. v_0	Rapport $\frac{V}{v_0}$		Nombre de séries d'observations.	Rayon moyen. R	Vent moyen.		Pente superficielle rive gauche. I	Valeur de $100\sqrt{RI}$.	Rapport $\frac{V}{\sqrt{RI}}$		
Direction.	Vitesse.		Expérimental.	D'après Bazin.			Direction.	Vitesse.			Expérimental.	D'après Bazin.	D'après Kutter.
	m.	m.				m.		m.	0,000				
S.E.	0,9	1,420 0,027	0,881 0,013	0,775	5	2,847	E.S.E.	1,5	227 007	2,540 0,050	48,14 2,60	50,08	48,42
E.S.E.	0,9	1,378 0,088	0,849 0,067	0,777	10	2,804 0,045	Calme.		205 020	2,396 0,116	48,80 4,64	49,96	48,42
O.¼S.O.	1,8	1,311 0,152	0,858 0,162	0,764	5	2,725 0,030	O.	1,2	227 062	2,484 0,326	45,32 6,62	49,74	48,08
S.	0,9	1,362 0,070	0,833 0,002	0,767	3	2,649 0,040	V.	faible	229 068	2,462 0,221	45,93 2,48	49,52	47,92
O.	1,5	1,283 0,250	0,856 0,075	0,767	6	2,572 0,055	O.	1,5	217 049	2,363 0,287	46,10 3,97	49,30	47,70
Calme.		1,201	0,827	0,750	1	2,515	Calme.		223	2,368	41,96	49,08	44,53
S.E.	faible	1,225 0,064	0,825 0,061	0,760	4	2,441 0,049	S.E.	0,6	212 028	2,275 0,155	44,39 4,53	48,86	47,37
Calme.		1,295 0,030	0,806 0,016	0,768	2	2,374 0,009	Calme.		215 000	2,263 0,005	46,21 0,28	48,64	47,09
Calme.		1,263 0,012	0,814 0,010	0,762	7	2,335 0,043	S.O.¼O.	0,6	243 010	2,256 0,044	44,85 2,65	48,47	46,87
O.	1,2	1,009 0,046	0,890 0,012	0,763	6	2,213 0,043	O.	1,8	214 010	2,175 0,055	45,10 2,43	48,03	46,54
Calme.		1,125	0,851	0,758	5	2,170 0,037	S.S.E.	0,6	217 006	2,170 0,033	43,72 1,21	48,86	46,43
S.	0,3	1,222 0,262	0,847 0,093	0,779	5	2,070 0,064	S.	0,6	221 125	2,125 0,613	49,30 16,67	47,42	45,99
N.¼N.E.	faible	1,097 0,049	0,849 0,076	0,788	6	1,887 0,030	Calme.		171 050	1,794 0,248	52,06 8,72	46,59	45,49
Calme.		0,890 0,067	0,859 0,053	0,765	4	1,743 0,040	Calme.		161 040	1,678 0.215	45,49 3,59	45,82	44,88
Calme.		0,857	0,854	0.766	1	1,646	Calme.		155	1,596	45,82	45,27	44,39
Calme.		0,719 0,000	0,903 0,059	0,727	2	1,533 0,018	Calme.		195 020	1.728 0,099	37,32 3,97	44,55	36,71
Calme.		0,619 0,018	0.929 0,052	0,714	2	1,472 0,006	Calme.		200 000	1,717 0,000	33,51 0,83	44,11	36,38
V.	faible	0,555	0,846	0,685	1	1,451	Calme.		165	1,546	30,36	44,00	36,27

Postes d'observation.	Numéros des séries.	DIFFÉRENCES de niveau superficielles. Sous-bief supérieur.		Sous-bief moyen.		Sous-bief inférieur.		RÉSULTATS D'OBSERVATIONS DE TIGES LESTÉES. Nombre de séries d'observations.	Rayon moyen. R	Largeur à la surface.	Vent moyen. Direction.	Vitesse.	Débit en mètres cubes par seconde. D
Digue de Solani. — Poste principal. Eau basse (suite).	171	1,116	Sur 6436 mètres de longueur.	0,073	Sur 16.9 mètres de longueur en aval du poste.	0,030	Sur 7240 mètres de longueur.	1	1,451	45,72	S.	3,3	20,06
	173	1,308 0,030		0,125 0,006		0,027 0,015		5	1,176 0,012	45,72 0,00	E.¼S.E.	0,9	23,23 1,65
	174	1,399		0,155		0,183		1	1,280	45,72	Calme.		25,15
	175	1,542		0,347		0,427		1	1,234	45,72	Calme.		32,71
	176	1,533 0,018		0,213 0,003		0.091 0,000		2	1,000 0,003	45,72 0,00	E.¼N.E.	1,8	23,78 0,16
	177	1,527 0,034		0,323 0,052		0,357 0,098		3	1,103 0,046	45,72 0,00	E.¼N.E.	2,7	23,66 2,20
	179	1,579		0,311		0,274		1	0,948	45,72	Calme.		16,53
	180	1,743 0,107		0,119 0,107		0,030 0,000		2	0,689 0,012	45,72 0,00	N.O.	faible	8,52 0,80
	181	2,310		0,180		0,018?		1	0,515	45,72	S.	1,8	32,31
Quinzième mille. Ancien poste.	191	0,695	Sur 3218 mètres de longueur.	1,106	Sur 4827 mètres de longueur en aval du poste.	1,688	Sur 7240 mètres de longueur.	1	2,892	53,31	N.E.	0,6	205,51
	192	0,689 0,015		1,112 0,024		1,484 0,030		6	2,633 0,018	53,31 0,00	N.	faible	175,53 17,04
	193	0,701 0,024		1,097 0,024		1,442 0,015		3	2,545 0,021	53,31 0,00	N.N.O.	0,6	163,84 3,23
	194	0,692 0,003		1,116 0,018		1,341 0,091		2	2,444 0,064	53,31 0,00	S.O.	0,3	159,20 5,09
Nouveau poste.	195	0,628		1,155		1,112		1	2,173	52,22	N.	faible	123,75
	196	0,689 0,021		1,112 0,021		1,637 0,067		3	2,642 0,024	56,67 0,00	O.	0,3	194,16 3,26
	197	0,668		1,116		1,585		1	2,545	56,15	S.O.	2,1	178,02

DE VITESSES SUPERFICIELLES CENTRALES.					RÉSULTATS D'OBSERVATIONS DE LA PENTE SUPERFICIELLE.								
Vent moyen.		Vitesse superficielle centrale.	Rapport $\frac{V}{v^0}$		Nombre de séries d'observations.	Rayon moyen.	Vent moyen.		Pente superficielle rive gauche.	Valeur de $100\sqrt{RI}$	Rapport $\frac{V}{\sqrt{RI}}$		
Direction.	Vitesse.	v_0	Expérimental.	D'après Bazin.		R	Direction.	Vitesse.	I		Expérimental.	D'après Bazin.	D'après Kutter.
S.S.E.	1,2	0,280	1,011	0,731	1	1,451	S.E.	1,5	0,000 038	0,745	38,04	44,00	37,48
E.	0,6	0,469 0,012	0,874 0,049	0,743	5	1,179 0,012	Calme.		088 010	1,016 0,061	40,52 2,87	41,79	34,84
Calme.		0,463	0,882	0,694	1	1,323	Calme.		125	1,286	31,74	43,00	35,72
Calme.		0,567	0,978	0,709	1	1,228	Calme.		215	1,623	34,12	42,23	34,95
N.O.	0,9	0,546	0,922	0,708	2	1,000 0,003	E.	1,2	242 ? 163 ?	1,535? 0,017?	33,84? 11,87?	39,97	33,34
N.E.	0,3	0,472 0,03	0,953 0,049	0,688	3	1,103 0,049	E.	faible	193 015	1,463 0,088	30,81 1,27	41,07	34,12
Calme.		0,584	0,961	0,668	1	0,948	Calme.		180	1,308	28,21	39,36	32,90
E.	faible	0,277 0,046	0,965 0,094	0,654	2	0,686	N.O.	faible	148 005	1.005 0,022	26,39 1,21	35,66	30,20
»		»	»	»	1	0,527	S.	3,3	090	0,690	19,43	32,63	27,66
N.O.	faible	1,497	0,847	0,775	1	2,899	N.O.	faible	240	2,633	48,14	50,24	48,47
N.	0,3	1,402 0,052	0,864 0,088	0,779	6	2,636 0,018	N.	0,3	251 033	2,468 0,176	49,30 5,91	49,47	47,86
S.	0,6	1,375 0,040	0,857 0,190	0,778	3	2,542 0,009	N.	0,9	227 007	2.407 0,028	48,97 0,66	49,19	47,59
Calme.		1,405 0,034	0,871 0,014	0,783	2	2,444 0,070	S.O.	0,6	231 005	2,379 0,006	50,35 0,00	48,86	47,31
Calme.		1,283	0,834	?	»	»	»		»	»	»	»	»
S.O.	0,3	1,430 0,049	0,880 0,028	0,788	3	2,645 0,027	O.	0,3	221 ? 011 ?	2,418? 0,055?	52,01? 1.55?	49,52	52,61
S.O.	2,1	1,378	0,881	0,783	1	2,545	S.O.	2,1	220	2,368	51,23	49,19	52,34

Postes d'observation.	Numéros des séries.	DIFFÉRENCES de niveau superficielles. Sous-bief supérieur.		DIFFÉRENCES de niveau superficielles. Sous-bief inférieur.		RÉSULTATS D'OBSERVATIONS DE TIGES LESTÉES. Nombre de séries d'observations.	Rayon moyen. R	Largeur à la surface.	Vent moyen. Direction.	Vent moyen. Vitesse.	Débit en mètres cubes par seconde. D	Vi[illegible] moy[illegible] V
		m.		m.			m.	m.		m.	m. c.	m.
Beira.	201	0,213? 0,015?	Sur 1 609 mètres de longueur.	1,213? 0,046?	Sur 6 436 mètres de longueur.	5	2,749 0,079	57,42 0,06	S.	0,3	158,89 11,27	0,[illegible] 0,[illegible]
	202	0,250? 0,093?		1,128? 0,067?		7	2,658 0,070	57,30 0,09	N.N.O.	0,6	150,90 7,93	0,[illegible] 0,[illegible]
	203	0,274? 0,192?		1,070? 0,095?		9	2,582 0,101	57,24 0,09	S.	0,3	144,76 15,79	0,[illegible] 0,[illegible]
	204	0,241 0,253		0,985 0,171		14	2,502 0,061	57,15 0,09	N.	faible	136,21 6,31	0,[illegible] 0,[illegible]
	205	0,265 0,107		0,960 0,122		6	2,426 0,085	57,09 0,06	N.O. $\frac{1}{4}$ N.	0,3	134.97 3,06	0,[illegible] 0,[illegible]
	206	0,241 0,104		0,835 0,213		12	2,317 0,094	56,94 0,09	N. $\frac{1}{4}$ N.E.	0,3	121,54 14,67	0,[illegible] 0,[illegible]
Jaoli.	211	0,119 0,070	Sur 603 mètres de longueur.	1,673 0,049	Sur 8 045 mètres de longueur.	9	2,384 0,032	58,77 0,09	N.O. $\frac{1}{4}$ O.	0,6	131,14 11,24	0,[illegible] 0,[illegible]
	212	0,098 0,018		1,567 0,037		6	2,274 0,085	58,62 0,06	O. $\frac{1}{4}$ S.O.	1,5	123,58 10,00	0,[illegible] 0,[illegible]
	213	0,088 0,037		1,463 0,293		7	2,201 0,116	58,52 0,06	N. $\frac{1}{4}$ N.O.	0,6	116,24 8,10	0,[illegible] 0,[illegible]
	214	0,085 0,027		1,433 0,201		8	2,149 0,049	58,46 0,03	O.N.O.	2,7	111,26 5,21	0,[illegible] 0,[illegible]
	215	0,076 0,070		1,381 0,332		10	2,070 0,093	58,37 0,06	O. $\frac{1}{4}$ S.O.	2,1	105,90 10,14	0,[illegible] 0,[illegible]
	216	0,082 0,061		1,277 0,226		9	1,990 0,064	58,28 0,06	O. $\frac{1}{4}$ N.O.	2,1	98,35 10,25	0,[illegible] 0,[illegible]
	217	0,064 0,015		1,146 0,235		6	1,926 0,052	58,19 0, 6	O.S.O.	1,8	92,28 2,61	0,[illegible] 0,[illegible]
Kambera.	221	0,863 0,024	Sur 3 751 mètres de longueur.	3,597 0,064	Sur 13 475 mètres de longueur.	4	1,475 0,052	19,96 0,06	N.N.O.	2,7	27,20 1,01	0,[illegible] 0,[illegible]
	222	0,905 0,091		3,518 0,070		15	1,372 0,104	19,87 0,43	N. $\frac{1}{4}$ N.O.	1,8	24,66 2,74	0,[illegible] 0,[illegible]
	223	0,866 0,122		3,426 0,238		11	1,332 0,101	19.75 0,37	N.N.O.	2,7	23,55 2,14	0,[illegible] 0,[illegible]
	224	0,850 0,079		3,390 0,076		12	1,274 0,037	19,60 0,15	N.N.O.	1,2	21,88 1,84	0,[illegible] 0,[illegible]
	225	0,832 0,040		3,243 0,250		14	1,240 0,040	19,51 0,15	N. $\frac{1}{4}$ N.O.	0,9	20,94 1,96	0,[illegible] 0,[illegible]

…ations de vitesses superficielles centrales.						Résultats d'observations de la pente superficielle.								
…n …n.	Vent moyen.		Vitesse superficielle centrale.	Rapport $\frac{V}{v_r}$.		Nombre de séries d'observations.	Rayon moyen.	Vent moyen.		Pente superficielle sur les deux rives.	Valeurs de 100 $\sqrt{RI}$.	Rapport $\frac{V}{\sqrt{RI}}$.		
	Direction.	Vitesse.	v_r	Expérimental.	D'après Bazin.		R	Direction.	Vitesse.	I		Expérimental.	D'après Bazin.	D'après Kutter.
		m.	m.				m.		m.	0,0 0				
19 73	S.	0,3	1,119 0,043	0,859 0,053	0,751	5	2,749 0,079	S.	0,3	191 025	2,291 0,154	42,12 2,59	49,80	41,24
51 31	N.O.	0,9	1,128 0,079	0,856 0,040	0,747	7	2,658 0,070	N.¼N.O.	0,9	200 030	2,302 0,149	41,35 1,76	49,58	40,91
38 04	S.	0,3	1,085 0,107	0,176 0,095	0,753	9	2,582 0,101	S.	0,3	191 ? 050?	2,214? 0,276	42,56? 3,53	49,30	40,74
09 55	N.	faible	1,057 0,032	0,868 0,081	0,747	14	2,502 0,061	N.	faible	198 075	2,225 0,397	41,24 6,68	49,08	40,47
16 85	N.N.O.	0,3	1,076 0,049	0,870 0,043	0,748	6	2,426 0,035	N.O.¼N.	0,3	208 0 20	2,247 0,099	41,62 2,04	48,80	40,19
14 94	N.¼N. O	0,3	1,033 0,079	0,862 0,075	0,747	12	2,317 0,094	N.¼N.E.	0,3	200? 030?	2,153? 0,204?	41,35 4,80	48,42	39,91
34 91	O. N. O.	0,6	1,045 0,076	0,861 0,063	0,760	9	2,384 0,082	N.O.¼O.	0,6	174? 032?	2,037? 0,193?	44,28? 3,20?	48,64	47,42
74 73	O.¼N. O	1,5	1,012 0,073	0,886 0,088	0,771	6	2,274 0,085	O.¼S.O.	1,5	160 026	1,899 0,160	47,09 2,21	48,25	47,15
04 16	N.N.E.	0,6	1,024 0,055	0,857 0,089	0,776	7	2,201 0,116	N.¼N.O.	0,3	148? 029?	1,805? 0,155?	48,47 1,93	47,97	46,98
46 40	O.	2,1	0,997 0,067	0,860 0,086	0,776	8	2,149 0,049	O.N.O.	2,7	146 030	1,772 0,182	48,47 3,59	47,75	46,82
70 88	O.¼N. O	1,5	0,978 0,070	0,871 0,091	0,779	10	2,070 0,098	O.¼S.O.	2,1	145 037	1,733 0,243	49,25 3,97	47,42	46,48
90 64	O.S.O.	2,7	0,957 0,055	0,863 0,100	0,777	9	1,990 0,064	O.¼N.O.	2,1	144 030	1,689 0,166	48,75 4,75	47,03	46,15
29 52	O.¼N. O	2,1	0,942 0,049	0,850 0,038	0,778	6	1,926 0,052	O.S.O.	1,8	140 011	1,640 0,066	48,91 1,93	46,76	45,93
75 52	N.N.O.	2,7	1,036 0,085	0,842 0,067	0,749	4	1,475 0,052	N.N.O.	2,7	295 008	2,087 0,022	41,79 0,94	44,17	43,12
72 04	N.¼N. O	1,5	1,012 0,122	0,848 0,074	0,755	15	1,372 0,104	N.¼N.O.	1,8	291 041	1,998 0,088	43,01 3,75	43,39	42,57
29 01	N.N.O.	2,7	0,991 0,146	0,860 0,115	0,754	11	1,332 0,101	N.N.O.	2,7	297 023	1,987 0,066	42,84 4,36	43,12	41,34
74 37	N.N.O.	1,5	0,966 0,134	0,865 0,112	0,752	12	1,274 0,037	N.N.O.	1,2	304 022	1,965 0,055	42,45 2,48	42,62	42,48
40 40	N.¼N. O	0,9	0,945 0,091	0,875 0,081	0,750	14	1,240 0,040	N.¼N.O.	0,9	306 019	1,949 0,050	41,96 2,48	41,34	42,68

Ces tableaux, en même temps qu'ils permettront de vérifier quelques-uns des résultats signalés plus haut, donneront une idée de l'importance du travail de M. Cunningham.

Amiens, le 22 avril 1882.

CHRONIQUE.

Juillet 1882.

N° 41

Un chemin de fer à voie étroite. — Nous trouvons, dans le *Railroad Gazette*, quelques chiffres intéressants sur un chemin de fer à voie étroite récemment établi en Virginie et qui s'appelle *Norfolk and Ocean View Railroad.* Il va de Norfolk au bord de la baie de Chesapeake, près de la forteresse de Monroe. En été, il transporte énormément de promeneurs, mais en hiver, il n'y a qu'un service très limité, surtout des marchandises. La voie a $1^m,08$ d'écartement, les rails pèsent 15 kilogrammes par mètre courant. Le matériel de traction se compose de deux machines pouvant aller dans les deux sens, du type dit *double-enders,* avec les caisses à eau sur la chaudière, cylindres de $0^m,202$ de diamètre et $0^m,405$ de course, roues de $0^m,915$, construites par T. W. Goodwin et Cie, à Norfolk. Les wagons pèsent vides 3 000 kilogrammes et peuvent porter 9 tonnes.

On brûle de l'anthracite qui coûte 30 francs la tonne, et on emploie pour le graissage de l'huile de Virginie qui revient à $0^f,35$ le litre.

En janvier 1882, le parcours total a été de 2 250 kilomètres, ce qui fait en moyenne 1 125 par machine.

La dépense de charbon a été de 3 1/2 kilogrammes, par kilomètre de parcours. Les dépenses de traction s'établissent comme suit par kilomètre.

Conduite.	$0^f,243$
Combustible.	0 106
Fournitures diverses.	0 043
Réparations.	0 043
TOTAL.	$0^f,435$

Le *Railroad gazette* dit que ces trains se composent en moyenne

de quatre voitures chargées, mais on n'y trouve aucune indication sur le profil.

Le tunnel sous la Severn. — Le tunnel sous la Severn, près de Bristol, est à peine achevé que l'on en perce un autre à l'embouchure de la Mersey, entre Liverpool et Birkenhead.

Ces deux villes, qui ont pris un si grand développement, ne sont en communication que par des *ferry-boats;* la construction d'un pont a paru toujours impossible à cause de la largeur et de la profondeur de la Mersey, et aussi en présence des navires de haut bord qui viennent jeter l'ancre dans les docks.

Les tempêtes et les brouillards empêchent souvent la traversée; on s'est décidé à creuser une voie sous-fluviale entre les deux ports.

Le tunnel de la Mersey, dit le *Times*, ne sera pas, comme celui de la Tamise, à Londres, uniquement réservé aux piétons. Trois lignes de chemins de fer le traverseront de manière à relier entre eux les railways des comtés de Lancaster et de Chester que sépare le fleuve.

Les premiers travaux de creusement des puits, commencés sur les deux rives et poussés à une certaine distance sous le lit de la Mersey, ont démontré que la formation géologique est favorable à l'entreprise. Les couches se composent de grès rouge de formation solide.

Le tunnel de la Mersey joindra le bas de James street à Liverpool, au *Wode Side Ferry* à Birkenhead.

Note sur les travaux préparatoires du chemin de fer sous-marin entre la France et l'Angleterre, et sur les conditions géologigues dans lesquelles ils sont éxécutés; par M. Daubrée.

« Les travaux du tunnel sous-marin entre la France et l'Angleterre sont destinés à comprendre trois phases : recherches scientifiques, travaux préparatoires, exécution du tunnel lui-même.

« La première phase a été consacrée aux études purement géologiques, qui ont été réalisées par l'exploration minutieuse des côtes française et anglaise, par la reconnaissance exacte et détaillée du fond de la mer dans le détroit, enfin par les sondages faits sur la terre ferme, qui ont vérifié la nature, l'épaisseur et l'inclinaison des couches, et donné une idée approximative de leurs conditions aquifères. Les opérations faites en 1875 et 1876 ont donné lieu au remarquable rapport présenté par MM. Lavalley,

administrateur délégué, Larousse, ingénieur hydrographe, Potier et de Lapparent, ingénieur des mines (*). Les notices et plans correspondants ont figuré à l'Exposition universelle de 1878, et valu à l'Association française un diplôme d'honneur.

« Depuis 1879, on est entré dans la deuxième phase. On s'occupe à vérifier les premières données scientifiques et à préparer l'exécution du tunnel lui-même, en expérimentant, sur des galeries à petite section, des machines et outils susceptibles d'être ultérieurement employés dans un travail vraiment exceptionnel par son importance.

« Du côté français, les études géologiques constatent un léger bombement des couches au lieu dit *les Quénocs*. Ce bombement fait que leur inclinaison, qui dans le détroit se dirige vers le nord-nord-est, se trouve, le long de la falaise du Blanc-Nez, tournée vers le sud-est et que la pente, qui, suivant la première orientation au voisinage des Quénocs, est d'environ $0^m,05$ par mètre, se trouve, dans la seconde, portée à près de $0^m,09$. Il importait donc de constater dans quelles conditions ce bombement avait pu modifier les conditions physiques des bancs formant la base de la craie de Rouen.

« A cet effet, l'Association française a foncé, près de Sangatte, deux puits d'une profondeur de 86 mètres, qui ont rencontré le gault à 59 mètres au-dessous du zéro hydrographique (plus basses mers de Calais) adopté pour les cartes sur lesquelles ont été rapportées les explorations géologiques de 1875-1876.

« Le fonçage de ces puits, dont l'un a $5^m,40$ de diamètre, a démontré que toute la craie blanche et la partie supérieure de la craie de Rouen sont très aquifères. Dans un seul des puits, la venue d'eau a dépassé 7 500 litres à la minute. Il ne serait donc pas possible de percer le tunnel dans ces couches, et l'on a dû, par des cuvelages très soignés, isoler les puits de ces couches aquifères.

« Au contraire, la base de la craie de Rouen ne laisse passer que très peu d'eau. C'est dans cette partie que le tunnel devra être percé, les études géologiques ayant montré que la couche paraissait se poursuivre, sans discontinuité ni fracture, de France en Angleterre.

« Les eaux pénétrant dans les travaux sont douces et de très bonne qualité; à la partie supérieure seulement, on a trouvé quelques filets légèrement salés. Néanmoins, la communication des

(*) *Comptes rendus* t. LXXXIV, p. 1351; 1877.

nappes aquifères avec la mer est rendue évidente par l'oscillation du niveau de l'eau dans les puits selon la marée, et par l'affluence toujours plus considérable à marée haute. Cela est d'ailleurs facile à comprendre, toutes les couches aquifères allant affleurer dans le détroit sous la mer.

« L'Association française, pour mieux connaître la couche praticable, a commencé au fond des puits des galeries destinées à s'avancer sur la mer, en contournant le bombement déjà signalé des Quénocs.

« Dans l'une de ces galeries, située à 55m,20 au-dessous du zéro hydrographique, fonctionnera la perforatrice due au colonel Beaumont, dont je présenterai tout à l'heure les dispositions, d'après la note de M. F. Raoul Duval, et dans l'autre, la machine inventée par un mécanicien anglais, M. Brunton, dont notre regretté confrère M. Delesse, a déjà entretenu l'Académie.

« Du côté anglais, la compagnie du South-Eastern-Railway, qui n'a cessé de se tenir en rapport avec l'Association française, en se basant sur les indications géologiques que celle-ci s'est empressée de lui fournir, a commencé à Shakespeare-Cliff, entre Folkestone et Douvres, un puits de 47 mètres de profondeur seulement, tout entier dans la craie de Rouen. Les quinze premiers mètres, situés au-dessus de la mer et sur le bord de la falaise, se trouvent naturellement drainés. Les trente-deux derniers mètres sont dans la partie qui, peu aquifère du côté français, a été là rencontrée tout à fait imperméable.

« Grâce à cette circonstance si heureuse, on a pu commencer au fonds du puits, à la cote de 29 mètres au-dessous du zéro hydrographique français, une galerie s'avançant sous la mer en suivant dans la couche une pente descendante à peu près régulière de $\frac{1}{80}$ ou 12mm,5 par mètre.

« La couche du côté anglais, un peu plus puissante que du côté français, présente une très grande régularité. Aussi la machine Beaumont, qui a été employée au percement, a pu y tracer facilement une galerie parfaitement cylindrique qui a atteint aujourd'hui plus de 1 800 mètres à partir du puits, dont 1 400 mètres environ sous la haute mer. Sur cette longueur, déjà considérable, il n'y a, pour ainsi dire, aucune venue d'eau.

« Dans les bancs qui forment la base de la craie de Rouen, la roche en masse est presque complètement sèche; elle dégage même de la poussière sous le choc des outils. Les venues d'eau qui y sont observées ont tout le caractère de petites sources sor-

tant des joints de fracture ou diaclases que l'on rencontre de temps à autre. Un des avantages sérieux de la forme parfaitement cylindrique, à parois unies, que produit le fonctionnement de la machine de M. le colonel Beaumont est de pouvoir facilement isoler la galerie de ces suintements.

« Cet isolement se réalise par l'emploi d'un revêtement en fonte formé d'anneaux ayant exactement, comme diamètre extérieur, le diamètre intérieur de la galerie. Les anneaux, d'une hauteur de $0^{m},50$, sont divisés en cinq segments consolidés par dix nervures à travers lesquelles passent des boulons qui réunissent les segments entre eux, et chaque anneau aux anneaux voisins.

« Lorsqu'une fissure laissant passer l'eau est rencontrée, on pose un ou plusieurs anneaux de fonte, de manière à la masquer complètement.

« La pose d'un anneau se fait en plaçant d'abord les quatre premiers segments ; le cinquième forme clef, et les boulons tendent pour celui-là, à le séparer du segment voisin, en appuyant fortement tout l'anneau contre la roche par son expansion même ; le joint, d'ailleurs très faible, qui existe entre les deux derniers segments est rendu lui-même étanche par l'intercalation préalable entre la fonte et la roche, le long du joint, d'une bande de tôle mince.

« Lorsque les sources sont un peu fortes et que l'eau jaillit avec une certaine vitesse, on a employé avec succès une sorte de mastic au minium qu'on place entre les segments et la roche et qui est comprimé à la façon d'un joint à eau, par le serrement des anneaux contre la roche. Le mastic sert aussi à assurer l'étanchéité entre deux anneaux voisins.

« Quand la fissure de la roche est très oblique à la direction de la galerie, on est parfois obligé d'accoler plusieurs anneaux à la suite les uns des autres, de manière à former un petit cuvelage horizontal, dont les deux extrémités doivent atteindre la roche compacte et non fissurée.

« Grâce à la bonne exécution de ces anneaux de fonte, leur pose est très rapide : il ne faut pas plus d'une demi-heure pour poser un anneau complet, et l'expérience faite sur plusieurs points de la galerie ouverte à Shakespeare-Cliff, par la compagnie anglaise, montre que, par ce procédé si simple, on arrive à aveugler complètement les sources rencontrées.

« En raison de la pente suivant laquelle descend la galerie anglaise, son extrémité était arrivée récemment à 51 mètres au-dessous du zéro hydrographique, dans un point où la profondeur de

la mer à marée basse est de 5 mètres : il restait donc 46 mètres d'épaisseur de craie entre le sol de la galerie et le fond de la mer.

« Ce sera sensiblement à la même cote qu'arrivera, au bout de 1500 mètres, la galerie partant du fond du puits français et se dirigeant en montant pour étudier le bombement des Quénocs, tou en devant, plus tard, servir, comme galerie d'écoulement, à l'assèchement d'une partie importante du grand tunnel. »

Sur la machine perforatrice de M. le colonel Beaumont, employée au chemin de fer sous-marin. Note de M. F. Raoul Duval, présentée par M. Daubrée.

« La Société de construction des Batignolles (anciens établissements Gouin) a achevé, il y a quelques semaines, la construction de la machine perforatrice brevetée de M. le colonel Beaumont, du génie militaire anglais. Cette machine est destinée à travailler très prochainement au creusement des galeries projetées par l'Association française du chemin de fer sous-marin entre la France et l'Angleterre, en vue de préparer l'exécution ultérieure du grand tunnel lui-même.

« Au lieu de forer par percussion des trous de mine de faible dimension, comme au mont Cenis et au Gothard, la machine de M. le colonel Beaumont doit creuser d'un seul coup, sans le secours d'explosifs, une galerie de $2^{m},14$ de diamètre, parfaitement cylindrique, en travaillant à la façon d'une gigantesque tarière.

« La nature de la roche dans laquelle le tunnel sous-marin doit se maintenir se prête, par son homogénéité et sa dureté relativement modérée, à un travail de cette nature. Déjà, du côté de l'Angleterre, plus de 2 kilomètres de longueur ont été percés dans le banc de craie correspondant, avec une machine Beaumont. Celle construite en France présente divers perfectionnements qui assurent que le fonctionnement, déjà satisfaisant en Angleterre, se trouvera encore notablement amélioré.

« L'outil de la machine Beaumont consiste en une sorte de T dont la croix porte une série de couteaux en grattoirs destinés à attaquer la roche. La longueur de la croix correspond par conséquent au diamètre de la galerie à creuser. La disposition et le mode d'attache de ces couteaux rappellent beaucoup ceux des crochets de tours ou de machines à raboter.

« La tige du T, consistant en un long arbre en acier très puissant, reçoit son mouvement de rotation, grâce à une série d'engrenages très solidement construits, ralentissant successivement

le mouvement pris à l'origine sur l'arbre manivelle d'une machine à deux cylindres conjugués, actionnée elle-même par de l'air comprimé. En même temps que se produit le mouvement de rotation, un système hydraulique, analogue à celui des ascenseurs que l'usage dans les habitations de Paris a déjà rendus familiers, produit un mouvement de translation qui peut avoir lieu en avant, en arrière, ou être suspendu par un simple jeu de valve.

« Pour permettre, grâce à cet appareil hydraulique, le mouvement de la machine, celle-ci se compose de deux parties se déplaçant, l'une par rapport à l'autre, par glissement. La partie inférieure consiste en un segment de chaudière en forte tôle, d'un rayon presque égal à celui de la galerie à creuser. Elle constitue une sorte de berceau portant des glissières sur lesquelles se meut la partie supérieure, puissant bâti en fonte qui porte tout le mécanisme.

« Le berceau est relié au piston de l'ascenseur, et le bâti au corps cylindrique; de sorte que, lorsque l'on introduit l'eau par une petite pompe dans le corps cylindrique, le piston étant relié au berceau, qui lui-même repose sur le sol de la galerie, c'est le corps cylindrique et le bâti de la machine faisant corps avec lui qui, sous l'effort de la pression, s'avance sur les glissières, en appuyant contre le front de taille de la galerie les outils découpeurs; ceux-ci, dans un mouvement lent de rotation de 1 tour et demi à 3 tours par minute, accomplissent leur œuvre.

« Les débris de la roche tombent sur le sol de la galerie, d'où ils sont relevés par de vastes cuillers formées par deux évidements réservés dans la branche du T qui constitue le porte-outil. Ces cuillers, dans leur mouvement de rotation, se vident dans une chaîne à godets qui, en passant dans le corps cylindrique formant berceau et prenant son mouvement par un engrenage conique sur l'arbre de la manivelle, vient rejeter les déblais en arrière de la machine, à une hauteur qui permet leur chargement direct dans des wagonnets disposés à cet effet.

« Lorsque l'outil, sous l'action de la pression hydraulique, a parcouru une longueur de 1^{m},37, on arrête quelques instants pour soulever tout l'appareil de 0^{m},02 ou 0^{m},03 avec une combinaison de crics appropriés : le berceau cesse alors de reposer sur le sol de la galerie, et, en faisant agir la pression de l'eau sur l'autre face du piston, le berceau, relié à la tige du piston, est entraîné à son tour, par rapport au bâti immobilisé sur les crics, et il vient reprendre sous l'action de la pompe sa place originaire. Les crics sont alors soulagés et l'appareil est prêt pour un nouvel avance-

ment. Toute cette manœuvre fort simple n'exige que quelques courts instants.

« La machine Beaumont sera alimentée, au chantier de Sangatte, avec de l'air comprimé par les appareils de M. le professeur Colladon, correspondant de l'Institut, à une pression de 2 atmosphères effectifs.

« La distribution d'air est calculée pour donner à l'arbre manivelle une vitesse normale de 100 tours par minute, et à l'outil lui même celle de 1 tour et demi à la minute.

« Le mouvement hydraulique est calculé pour produire un avancement de $0^m,012$ par tour, soit $0^m,018$ par minute, en rapport avec la dureté de la craie grise où les galeries doivent être percées.

« Dans ces conditions de marche, l'avancement de la galerie serait de $1^m,08$ par heure; mais en raison des manœuvres pour remettre la machine en fonctionnement, lorsque l'extrême déplacement d'une partie par rapport à l'autre (soit $1^m,37$) a été atteint, on ne peut compter, au maximum, que sur un avancement de 1 mètre par heure, ce qui est déjà un très bon résultat. La machine qui travaille du côté anglais, quoique d'un type moins puissant, atteint des avancements de 15 mètres en vingt-quatre heures soit environ $0^m,60$ à l'heure.

« La forme parfaitement circulaire des galeries, la netteté de leurs parois frappent vivement les personnes qui les visitent. Il y a dans l'emploi de la machine Beaumont un progrès considérable pour l'art du mineur, lorsqu'il s'agit de pousser des travaux souterrains dans des roches de dureté moyenne et de composition assez régulière, comme la base de la craie de Rouen. La rapidité d'avancement, la suppression de l'emploi de la poudre ou d'autres agents explosifs, la sécurité plus grande qui en résulte pour les ouvriers mineurs, tant par un meilleur aérage que par l'absence d'ébranlement qui, en se propageant à travers les bancs de rocher, créent toujours le danger de communication avec les couches aquifères voisines; tout cela constitue des traits caractéristiques d'une grande importance, au point de vue de l'exécution d'un travail aussi spécial que celui de la construction du chemin de fer sous-marin. »

(Les deux derniers articles qui précèdent sont extraits des *Comptes rendus de l'Académie des sciences.*)

O. C.

N° 42

BULLETIN BIBLIOGRAPHIQUE.

OUVRAGES ANGLAIS.

BAKER (B.). — The Actual Lateral Pressure of Earth Work. Illust. 8vo, bds. New-York. 2/6.

Poussée des terres.

BARRY (J. W.) and BRAMWELL (F. J.). — Railways and Locomotives: Lectures delivered at the School of Military Engineering at Chatham, in 1877. 8vo, pp. 428. Longmans. 21/.

Chemins de fer et locomotives. Leçons faites à l'École des ingénieurs militaires de Chatham.

CLIFFORD (W. K.). — Mathematical Fragments, being fac-similes of Unfinished Papers relating to the Theory of Graphs. Folio. Macmillan. 10/6.

—— Mathematical Papers. Edited by Robert Tucker, with an Introduction by H. J. Stephen Smith. 8vo, pp. 696. Macmillan. 30/.

Fragments mathématiques. Mémoires de mathématiques.

CROFTON (M. W.). — Lectures on the Elements of applied Mechanics. Comprising I. Stability of, II. Strength of Materials. London, 1881. 8°. 104 pp. 9m.

Leçons sur les éléments de la mécanique appliquée : I. Stabilité ; II. Résistance des matériaux.

EVERETT (J. D.). — Vibratory Motion and Sound. 8vo, pp. 142. Longmans. 7/6.

Mouvement vibratoire et son.

HAUGHTON (C. E.). — A Railway to India. 1879. 1s.

Un chemin de fer pour aller dans l'Inde.

HEDGES (Killingworth). — Useful Information on Electric Lighting. 3rd ed., revised and enlarged. Post 8vo, pp. 160, Spons. 5/.

Renseignements utiles sur l'éclairage électrique.

HEMMINGS (F. H.). — Cheap Railroads for India and the Colonies, in connection with the Traction Engine and Endless Railway. 1s.

Chemins de fer économiques pour l'Inde et les colonies.

RANCE (C. E. DE). — The Water Supply of England and Wales: Its Geology, Underground Circulation, Surface Distribution and Statistics. By C. E. de Rance, Assoc. Inst. C. E., F. G. S., etc., Secretary of the Underground Water Committee of the British Association; of H. M's. Geological Survey of England and Wales. "The chief objects of the author have been to show the quantity of water required for human consumption in each group of river-basins, as delineated in the Catchment Basins Map of the Ordnance Survey, and by describing, the area of the principal geological formations, with the amount of rainfall, to afford data for estimating the amount of water available." *Society of Arts Journal.* "Will certainly serve as a standard book of reference for ten years, and perhaps for many years after." *Engineering.* With Six Couloured Maps, demy 8vo, cloth. 24s.

Les distributions d'eau dans l'Angleterre et le pays de Galles.

RANKINE (W. J. M.). — A Manual of applied Mechanics. 10th. ed., thoroughly revised. Post 8vo, pp. 676. Griffin. 12/6.

Manuel de mécanique appliquée. 10e édition.

VERNON HARCOURT (C. E. Leveson Francis). — A Treatise on Rivers and Canals; Relating to the Control and Improvement of Rivers. and the Design, Construction, and Development of Canals. By Leveson Francis Vernon-Harcourt, M. A., Balliol College, Oxford; Member of the Institution of Civil Engineers. Two Vols. (Vol. I. Text; vol. II, Plates), demy 8vo, cloth, price 1l. 1s.

Traité des rivières et des canaux. Contrôle et amélioration des rivières. Projets, construction et développement des canaux.

WALMISLEY (A. T. C. E.). — Bridges over the Thames. A Paper rea before the Civil and Mechanical Engineers' Society. By A. T. Wa misley, C. E. 1880, 2s.

Les ponts sur la Tamise.

WYNDHAM TARN (M. A.). — The Construction of Roofs of Wood and Iron; deduced chiefly from the Works of Robson, Tredgold, and Humber. By E. Wyndham Tarn, M. A.

Construction de toits en bois et en fer.

OUVRAGES ALLEMANDS

Boettcher (E.). — Mittheilungen üb. Pferdebahn-Anlagen in verschiedenen Städten. Siegen. Montanus. 3 m.

Communications sur les voies à traction de chevaux dans différentes villes.

Dronke (A.). — Einleitung in die analytische Theorie der Warmeverbreitung, unter Benutzg, der hinterlass enen Papiere v. A. Beer u. J. Plücker. Leipzig, Teubner. 2 m.

Introduction à la théorie analytique de la conductibilité de la chaleur.

Fuhrmann (A.). — Aufgaben aus der analytischen Mechanik. 2 Tl.: Aufgaben aus der analyt. Dynamik fester Körper. 2. Aufl. Leipzig, Teubner. 3 m. 60 d.

Problèmes de mécanique analytique. 2e partie.

Klein (F.). — Ub. Riemann's Theorie der algebraischen Functionen u. ihrer Integrale. Eine Ergänzg. der gewöhnl. Darstellgn. Leipzig, Teubner. 2 m. 40 d.

Sur la théorie de Riemann pour les fonctions algébriques et leurs intégrales.

Milinowski (A.). — Elementar-synthetische Geometrie der Kegelschnitte. Leipzig, Teubner. 8 m. 80 d.

Géométrie synthétique élémentaire des coniques.

Nowak (E.). — Der Metallbau. 3. Aufl. 1. Thl. Leipzig, Knapp. 5 m.

Les constructions en métal.

Opderbecke (A.). — Die Bauformen d. Mittelalters in Sandstein. Fol. 10 m. 50 d.

Les formes de construction du moyen âge en grès.

Reuleaux (F.). — Der Konstrukteur. Ein Handbuch zum Gebrauch beim Maschinen-Entwerfen. 4. Aufl. 1. Lfg. Braunschweig, Vie 7 m.

Le Constructeur, 4e édition.

Schellen (H.). — Die magnet- u. dynamo-elektrischen Maschinen, ihre Construction u. prakt. Anwendg. zur elektr. Beleuchtg. u. Kraftübertragg. 2. Aufl. Köln, Du Mont-Schauberg. 16 m.

Machines magnétiques et dynamo-électriques. Leur construction et leur application à l'éclairage électrique et au transport de la force.

SCHÖFFLER (B.). — Synthetische Theorie der Curven II. Ordnung. Wien (Seidel et Sohn). 2 m.

Théorie synthétique des courbes du second ordre,

STERN (J.). — Die Dampf-Tramway. Einfluss derselben auf das öffentl. Interesse, ihr Bau u. Betrieb. Wien, Lehmann et Wentzel. 4 m.

Tramways à vapeur.

OUVRAGES ITALIENS

ASCHIERI. — Sopra la rappresentazione dei complessi del 2° grado sullo spazio punteggiato. Alienati.

Sur la représentation des complexes du second degré sur un espace ponctuel.

BELTRAMI. — Sulla teoria delle funzioni potenziali simmetriche.

Sur la théorie des fonctions potentielles symétriques.

BOSCHI. — Alcune proprietà delle forme geometriche fondamentali collineari di seconda e terza specie aventi alementi uniti.

Quelques propriétés des formes géométriques fondamentales collinéaires de seconde et de troisième espèce, qui ont des éléments unis.

BOSSOLI (E. F.). — Nuove tavole barometriche per il calcolo facile e spedito delle altezze; con un cenno sull'uso dell'aneroide. Milano, tipogr. Pirola, 1881. In-12, pag. 103.

Nouvelles tables barométriques pour le calcul facile et rapide des altitudes.

BRUGNATELLI (ing. Luigi). — Proposta di una formola nuova per misurare l'altezza delle montagne col mezzo del barometro. Milano, tip. di L. Bortolotti e C. in-8, pag. 16.

Nouvelle formule proposée pour mesurer la hauteur des montagnes au moyen du baromètre.

CREMONA et BELTRAMI. — Collectanea mathematica, in memoriam

Dominici Chelini, nunc primum edita cura et studio L. Cremona et E. Beltrami. Accessit imago (photolith.) ejusdem Chelini, et testamentum Nic. Tartaleæ. Mailand, 1881. Hoepli. 8°. VII, XXXII, 424 pp. Mit 1 Facsimile. 20 m.

Collection de mémoires mathématiques en souvenir de Dominique Chelini.

Emo (dott. Angelo). — Sull' impossibilità pratica del moto perpetuo meccanico: riflessioni esposte a mo' di dialogo. Treviso, tip. L. Zoppelli. In-8, pag. 15.

Sur l'impossibilité pratique du mouvement perpétuel en mécanique.

Fadda (ing. S.). — Dei freni continui : freni elettrici, freni idraulici, freni a catena, ecc. Spiegazione. Torino, tip. del *Monitore delle Strade ferrate*. In-8, pag. 36.

Des freins continus : freins électriques, freins hydrauliques, freins à chaîne, etc.

Farinet (François). — La percée du Grand-Saint-Bernard. Brève réponse à un long rapport. Lettre ouverte à MM. les membres de la Chambre de commerce de Turin. Aoste, Luis Mensio, imp. In-8 gr., p. 15.

Gerbaldi (Francesco). — La superficie di Steiner, studiata sulla sua rappresentazione analitica mediante le forme ternarie quadratiche. Torino, stamp. Reale di I. Vigliardi, 1881. In-8, pag. 61.

La surface de Steiner. Étude sur sa représentation analytique au moyen de formes ternaires quadratiques.

Gola (avv. Giuseppe). — Relazione sul progetto delle tariffe generali e delle condizioni pei trasporti sulle ferrovie italiane. Firenze, stab. Giuseppe Civelli, 1881. In-8 gr., pag. 62. Non in commercio.

Rapport sur le projet des tarifs généraux et des conditions de transport sur les chemins de fer italiens.

Leoncio de la Barcena. — Tratto de Tachimatria. Applicacion de la estadia en el levant amiento de planos y nivel aciones; por D. Leoncio de la Barcena, ayudante de Obros publicos.

Traité de tachymétrie. Application de la stadia au lever des plans et au nivellement.

Longhi (ing. Luigi). — Elementi di meccanica applicata e di teoria della nave. Parte prima. Milano, Ulrico Hoepli, edit.-libr. (tipog. Bernardoni di C. Rebeschini e C.). In-8, pag. 80, con 47 figures.

Éléments de mécanique appliquée et de théorie des navires.

LUGLI. — Soluzione di alcuni problemi generali di geometria.

Solutions de quelques problèmes généraux de géométrie.

NORME PRATICHE per la costruzione dei tramways, tanto esercitati con cavalli che con locomotive. Un volume in-8 con incis. — L. 4,50. Sconto F e tredicesima.

Règles pratiques pour la construction des tramways.

RAMASSO (dott. Adolfo). — La teoria del valore in relazione alla distribuzione della ricchezza. Cagliari, tipog. del Corriere. In-16, pag. 43.

La théorie des valeurs en rapport avec la distribution de la richesse.

RICHARD (L.) e BIADEGO (G. B.). — I ponti e viadotti in ferro della linea Udine-Pontebba, loro descrizione e calcoli di resistenzia; con un cenno sull' applicazione della nuova legge di Wöhler; con 10 tav. incise. Verona, C. Kayser, success. H. F. Münster (Torino, tipogr. e litogr. Camilla e Bertolero). In-4, pag. XII-132. — L. 10.

Les ponts et viaducs métalliques de la ligne Udine-Pontebba; description et calculs de résistance.

SEGRÉ (C.). — I motori atmosferici a gaz. Libreria Brera-Torino. Un vol. — L. 4.

Les moteurs atmosphériques à gaz.

SIRO (ing. Valerio). — L'acqua potabile in Milano e l'origine dell' idraulica; con cenni storici sopra Archimede, Guindellino e Leonardo da Vinci. Milano, 1881, tipogr. Sociale. In-8, pag. 78.

L'eau potable à Milan et l'origine de l'hydraulique.

N° 43

ARC D'EXPÉRIENCE

EN

MAÇONNERIE DE BRIQUE ET CIMENT DE PORTLAND

RAPPORT

de M. DE PERRODIL, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées (*).

CHAPITRE PREMIER.

EXPOSÉ.

Le 12 avril 1880 nous avons adressé à M. le Ministre des Travaux Publics le projet de construction d'un arc d'expérience en maçonnerie de brique et ciment de Portland, destiné à être soumis à diverses épreuves dont les résultats pussent être comparés à ceux que l'on obtient par la théorie de la résistance des matériaux, et notamment par les nouvelles mé-

(*) *Note de la Commission des Annales.* La Commission des Annales, suivant un usage constant, décline toute responsabilité au sujet des articles insérés dans le recueil,

Elle juge en outre utile d'appeler l'attention sur les proportions inusitées de l'arc de Vaugirard : avec une portée de 20 mètres, cet arc ne présentait que l'épaisseur extrêmement faible de $0^m,105$; les déformations devenaient ainsi considérables et faciles à observer, et tel était le but que se proposait l'auteur. Toutefois, pour éviter tout malentendu, il n'est pas inutile de faire remarquer que es déformations élastiques constatées sur cet arc d'expérience dépassent de beaucoup toutes celles qui se produisent dans les arcs établis suivant les données ordinaires de la pratique des constructions.

thodes de calcul que nous avons indiquées dans notre traité sur la résistance des voûtes et arcs métalliques publié en 1879, à la librairie Gauthier-Villars.

Par une décision rendue le 5 juin 1880, sur l'avis favorable du Conseil général des Ponts et Chaussées, dont la Commission était composée de MM. les Inspecteurs généraux Chatoney, Gros et Botton, M. le Ministre a bien voulu nous autoriser à procéder à ces expériences sous le contrôle de M. l'Inspecteur général Croizette-Desnoyers, professeur du Cours de Ponts à l'École des Ponts et Chaussées.

Aux termes de la décision ministérielle, les divers éléments entrant dans la composition de la maçonnerie : briques, sable et ciment, devaient être soumis à l'avance aux épreuves nécessaires pour en constater la qualité. Nous allons indiquer les résultats de ces expériences préliminaires.

La brique que nous avons employée est celle de Vaugirard. Les dimensions sont de $0^m,22$ sur $0^m,11$, ou plutôt $0^m,105$ en moyenne et 0^m065 d'épaisseur. Elle contient une très forte proportion de cendres de houille dont la couleur gris foncé, souvent presque noire, remplace, surtout dans l'intérieur, la couleur rouge ordinaire des argiles ocreuses cuites. Elles renferment de nombreuses cellules qui sont dues au dégagement des gaz provenant de la combustion d'une partie du carbone dont leur pâte a été mélangée.

Ces briques sont de bonne qualité quoique inférieures aux briques de Bourgogne. Nous avons obtenu pour leur charge de rupture par centimètre carré des nombres variant depuis $39^k,34$ jusqu'à $165^k,75$.

Coefficient E *d'élasticité longitudinale de la brique.*

Nous avons soumis à notre machine d'écrasement un échantillon de maçonnerie de brique formant un prisme rectangulaire de 241^{c2} de base et $0^m,244$ de hauteur, à une

pression totale de 300 kilogrammes qui a déterminé une diminution de $0^{mm},0577$ dans cette hauteur.

Les lettres de la formule :

$$(1) \quad P = \frac{\delta l}{l} E \Omega$$

ont donc les valeurs suivantes : $P = 300^k,0$ $l = 0^m,244$

$$\delta l = 0^m,0000577 \text{ et } \Omega = 0^{m2},0241.$$

Il en résulte,

$$\frac{Pl}{\Omega} = 3037,0,$$

d'où

$$E = 5,26 \times 10^7.$$

Cet échantillon était formé de trois briques superposées réunies par un mortier de ciment de Portland, et sable de Seine à la proportion de un pour un en volumes.

Nous avons éprouvé de la même manière un échantillon de maçonnerie de brique à pierre sèche de mêmes dimensions que le précédent. Il était composé de quatre briques juxtaposées après un dressage parfait de leurs grandes faces. La même pression totale de 300 kilogrammes, correspondant à une pression par centimètre carré de $1^k,245$, a produit un raccourcissement de $0^{mm},03145$, en sorte que l'on a $\delta l = 0^m,00003145$. Il en résulte pour le coefficient d'élasticité tiré de la formule (1) ci-dessus, où les nombres sont les mêmes que dans le cas précédent à l'exception de δl:

$$E = 9,65 \times 10^7.$$

N. B. — Le procédé dont nous nous sommes servi pour évaluer un raccourcissement qui ne dépasse pas quelques centièmes de millimètre a été vérifié au moyen de l'application que nous en avons faite à la recherche du rapport des coefficients d'élasticité du fer et de la fonte. Nous avons trouvé pour ce rapport le nombre 3,29. Or il résulte d'un tableau donné par M. Claudel pour diverses catégories de fonte et de fer que les valeurs de E varient, pour la fonte,

de $6,63 \times 10^9$ à $12,90 \times 10^9$, et pour le fer de $15,79 \times 10^9$ à $22,56 \times 10^9$.

La valeur du rapport que nous avons obtenu devrait donc faire supposer que nous avons associé dans notre expérience une qualité supérieure de fer à une qualité inférieure de fonte. Nous avons lieu de croire qu'il en était ainsi. L'échantillon de fer était un fragment de fer double T employé dans la construction des planchers, et l'échantillon de fonte un morceau de conduite d'eau.

Le mortier employé dans la construction de l'arc était composé d'un volume de sable pour un volume de ciment.

Le poids d'un mètre cube de ciment était de 1 380 kilogrammes avant tassement, et de 1920 kilogrammes après un tassement énergique obtenu par des secousses imprimées à la caisse qui le contenait.

Le poids d'un mètre cube de sable humide était exactement le même que celui du ciment dans les deux circonstances, 1 380 kilogrammes avant et 1 920 kilogrammes après tassement. Un mètre cube de mortier contenait $0^m,682$ de ciment pesant 952 kilogrammes, et le même volume de sable pesant le même poids. La quantité d'eau employée était d'ailleurs de 300 litres environ par mètre cube de mortier. Après 19 jours d'exposition à l'air le poids du mètre cube de ce mortier était de 2000 kilogrammes.

Le poids spécifique de la brique employée après parfaite dessiccation variait de 1532 à 1557 kilogrammes. Sa porosité (volume d'eau absorbé par mètre cube) était comprise entre 140 et 200 litres. Un mètre courant de l'un des deux arcs contenait $6^k,14$ de mortier et 31 kilogrammes de brique, les deux matières supposées parfaitement sèches. L'eau nécessaire à leur complète imbibition étant de $4^k,74$, le poids de l'arc saturé d'eau est de $41^k,88$ par mètre courant.

La charge d'écrasement de divers échantillons de mortier en cubes de 5 centimètres et de 10 centimètres a

été de $73^k,70$ en moyenne par centimètre carré après 7 jours et $93^k,4$ après 13 jours d'âge.

Une première voûte a été construite en octobre 1880 (*). Clavée le 27 octobre, elle a été décintrée le 3 janvier suivant. Pendant le décintrement la clé s'est abaissée de $2^{mm},25$, tandis que le milieu du demi-arc de droite, ou rein droit, s'abaissait de $2^{mm},5$ et que le rein gauche se relevait de $0^{mm},5$.

Ces résultats étaient tout à fait inattendus, car les déplacements de la voûte auraient dû s'effectuer d'une manière symétrique, et en cherchant à en découvrir la cause, nous avons remarqué que plusieurs joints du demi-arc de droite étaient plus ou moins dégarnis de mortier. Le cintre projeté ne comportait pas de couchis formant une surface continue destinée à recevoir la maçonnerie.

Cette surface n'existant pas, le mortier s'est écoulé en plusieurs points à travers le vide laissé entre les deux arcs en planches de champ formant le cintre de chacun des deux arcs de voûte. Malgré ce défaut capital, nous avons procédé sur cette voûte à un grand nombre d'expériences sur les effets produits par des charges diversement réparties, ainsi que par des variations de température. Nous avons enregistré les résultats de ces expériences, et plusieurs d'entre eux ont manifesté un accord remarquable avec la théorie; plusieurs autres, au contraire, s'en sont écartés d'une manière plus ou moins considérable. Enfin, après une série d'expériences effectuées le 12 mars sur les effets d'une charge uniforme appliquée à l'arc entier, le demi-arc de droite s'est rompu quelques instants après la pose d'une

(*) Cette voûte était formée de deux arcs égaux d'un seul cours de brique, dont l'intrados avait 20 mètres de corde et 2 mètres de flèche. Ils étaient réunis par des moises en bois, en trois points, à la clef et au milieu de chaque demi-arc. L'épaisseur de l'arc était égale à la largeur d'une brique, c'est-à-dire à $10^c,5$, la longueur de la brique, égale à 22 centimètres étant parallèle aux génératrices. La distance des têtes extérieures était de 1 mètre et celle des têtes intérieures, ou l'espace libre, entre les deux arcs de $0^m,56$.

ration étant terminée, les déplacements définitifs étaient les suivants :

Rein gauche, relèvement de. . . . . . . $0^{mm},20$
Clé, abaissement de. . . . . $10^{mm},25$
Rein droit, abaissement de. . . . . . . $0^{mm},37$

D'après la théorie, une charge uniforme détermine un abaissement des reins égal au quart de celui de la clé. Les déplacements qui précèdent ne vérifient pas cette condition, et nous venons de voir qu'ils ne pouvaient la vérifier.

CHAPITRE II.

COMPARAISON DES RÉSULTATS CALCULÉS ET OBSERVÉS.

Nous avons choisi, pour effectuer nos observations, trois points remarquables de la fibre moyenne de l'arc, le milieu, ou clé, et les deux points milieux des demi-arcs, ou reins. Les dimensions transversales de l'arc étant très petites par rapport à sa longueur, la plus petite force y produisait une déformation sensible à l'œil. La plus légère pression de la main suffisait pour le faire fléchir; le moindre ébranlement provenant du vent ou de toute autre cause y déterminait des oscillations plus ou moins fortes assez analogues à celles des câbles d'un pont suspendu. Cette grande sensibilité nous a dispensés de recourir à des appareils micrométriques pour mesurer les déplacements horizontaux et verticaux de la fibre moyenne. Nous avons effectué ce mesurage à l'aide de simples règles métalliques divisées en millimètres. Deux règles étaient placées en chaque point d'observation.

L'une d'elles servait à mesurer le mouvement vertical, et l'autre le mouvement horizontal, à l'aide de repères en fer scellés dans la maçonnerie.

Les variations de température étaient observées au moyen

de six thermomètres dont le réservoir pénétrait jusqu'au milieu de l'épaisseur des arcs.

La planche 10 ci-jointe contient la représentation graphique des effets des charges diversement réparties et d'un accroissement de température. Les résultats obtenus par le calcul y sont indiqués en noir; ils comprennent: 1° les efforts par centimètre carré de l'aire des sections normales qui se développent dans la maçonnerie, et 2° les déplacements horizontaux et verticaux de la fibre moyenne qui résultent de la déformation. Les courbes ponctuées et les cotes soulignées sont relatives aux résultats obtenus par l'observation. Ces derniers ne comprennent que les déplacements u et v de la fibre moyenne, seuls éléments qu'il nous ait été possible d'observer directement.

Nous avons fait connaître dans le premier chapitre de ce rapport que la valeur du coefficient E d'élasticité longitudinale de la maçonnerie de brique et ciment de Portland était égale à $1{,}911 \times 10^8$ d'après les observations faites sur notre première voûte. La valeur de ce même coefficient déduite des expériences effectuées sur la seconde voûte est supérieure de moitié environ au chiffre qui précède. En sorte que les valeurs de u et v correspondant à diverses charges ont été calculées en donnant à E la valeur $E = 3 \times 10^8$. En ce qui concerne la déformation produite par un changement de température, les calculs ont été effectués en prenant pour le coefficient c, de dilatation de la maçonnerie $c = \frac{7}{10^6}$, valeur déduite de l'ensemble des expériences faites sur la seconde voûte. M. Bouniceau avait obtenu dans d'autres circonstances, pour la même nature de maçonnerie $c = \frac{8.9}{10^6}$ (Voir *Annales des Ponts et Chaussées*, année 1863 1er semestre, page 182).

La rupture de l'arc a eu lieu le 19 mai dernier, après une série d'expériences effectuées en présence de M. l'In-

Les six fonctions φ sont indépendantes des charges. Voici la valeur des fonctions π qui dépendent des forces données. La résultante des forces, supposées toutes verticales, appliquées à la fibre moyenne depuis la clé, origine des coordonnées, jusqu'au point dont l'abscisse est x étant désignée par ϖ et son produit par sa distance à ce point par μ, on a :

$$(6)\qquad \pi = \int_{x'}^{x} \frac{\mu}{EI}\, ds,\quad \pi_1 \int_{x'}^{x} \frac{\mu z}{EI}\, ds + \frac{3}{4}\varpi_0',$$
$$\pi' = \int_{x'}^{x} \frac{\mu x}{EI}\, ds + \frac{7}{4}\varpi_0 + \frac{3}{4}\varpi_0''.$$

Les lettres ϖ_0 désignant des fonctions secondaires dont voici les valeurs :

$$(7)\quad \varpi_0 = \int_{x'}^{x} \frac{\varpi}{E\Omega}\, ds,\quad \varpi_0' = \int_{x'}^{x} \frac{\varpi \sin 2\omega}{E\Omega} ds,\quad \varpi''_0 = \int_{x'}^{x} \frac{\varpi \cos 2\omega}{E\Omega}\, ds.$$

L'angle ω est celui que fait la tangente à la fibre moyenne avec l'axe des x et dont la tangente trigonométrique est $\frac{dz}{dx}$.

Soit x'' l'abscisse de l'extrémité droite de la fibre moyenne et faisons $x = x''$ dans les formules (3), tous les δ sont nuls à cause de la fixité des sections extrêmes et l'on obtient les trois équations qui suivent entre M_0, X_0, Z_0 :

$$(a)\ \begin{cases} \varphi(x'')M_0 + \varphi_1(x'')X_0 - \varphi'(x'')Z_0 + \pi(x'') = 0, \\ \varphi_1(x'')M_0 + \varphi_2(x'')X_0 - \varphi_1'(x'')Z_0 + \pi_1(x'') + \tau(x'' - x') = 0, \\ -\varphi'(x'')M_0 - \varphi_1'(x'')X_0 + \varphi''(x'')Z_0 - \pi'(x'') + \tau(z'' - z') = 0. \end{cases}$$

Si la voûte est symétrique par rapport à la verticale de la clé $\varphi'(x'')$ et $\varphi'_1(x'')$ sont nuls, et si, pour abréger, on supprime la lettre x'' entre parenthèses, et que les lettres π_1 et π' comprennent implicitement les termes en τ, les trois équations qui précèdent se réduiront à :

$$(b)\qquad \begin{cases} \varphi M_0 + \varphi_1 X_0 + \pi = 0, \\ \varphi M_0 + \varphi_2 X_0 + \pi_1 = 0, \\ \varphi'' Z_0 - \pi' = 0; \end{cases}$$

d'où l'on tire :

$$(8)\quad X_o = -\frac{\pi_1\varphi - \pi\varphi_1}{\varphi\varphi_2 - \varphi_1^2},\ M_o = \frac{\pi_1\varphi_1 - \pi\varphi_2}{\varphi\varphi_2 - \varphi_1^2},\ Z_o = \frac{\pi'}{\varphi''}.$$

Les valeurs numériques de M_o, X_o, Z_o étant calculées par ces formules il conviendra de calculer les déplacements pour divers points de la fibre moyenne à l'aide des formules (3), qui devront être transformées de la manière suivante, lorsque la voûte sera symétrique. Dans ce cas les fonctions φ satisfont à la condition, $\varphi(x'') = 2\,\varphi(o)$. Divisant par 2 les équations (b) et les retranchant membre à membre des équations (3), j'obtiens en représentant par Δ les différences $\varphi(x) - \varphi(o)$ et $\pi(x) - \frac{1}{2}\pi(x'')$:

$$(9)\quad \begin{cases} \delta q = \Delta\varphi M_o + \Delta\varphi_1 X_o - \varphi' Z_o + \Delta\pi, \\ \delta x = \Delta\varphi_1 M_o + \Delta\varphi_2 X_o - \varphi'_1 Z_o + \Delta\pi_1 - z\,\delta q, \\ \delta z = -\varphi' M_o - \varphi'_1 X_o + \Delta\varphi'' Z_o - \Delta\pi' + x\,\delta q. \end{cases}$$

Enfin pour introduire les différences $\Delta\varphi'$, $\Delta\varphi'_1$ à la place de φ', φ'_1 dans ces équations, j'en retranche les équations obtenues en y faisant $x = o$ et il en résulte :

$$(10)\quad \begin{cases} \delta q - \delta q_o = \Delta\varphi M_o + \Delta\varphi_1 X_o - \Delta\varphi' Z_o + \pi(x) - \pi(o), \\ \delta x - \delta x_o = \Delta\varphi_1 M_o + \Delta\varphi_2 X_o - \Delta\varphi_1' Z_o + \pi_1(x) - \pi_1(o) - z\,\delta q, \\ \delta z - \delta z_o = -\Delta\varphi' M_o - \Delta\varphi'_1 X_o + \Delta\varphi'' Z_o - \pi'(x) + \pi'(o) + x\,\delta q. \end{cases}$$

Remplaçant X_o, Z_o, M_o par leurs valeurs dans les formules (9) où l'on fait $x = o$, on obtient :

$$(11)\quad \begin{cases} \delta q_o = -\frac{\varphi''}{\varphi'}\pi', + (\Delta\pi)_o,\ \delta x_o = -\frac{\varphi_1'}{\varphi''}\pi' + (\Delta\pi_1)_o, \\ \delta z_o = \frac{(\varphi\varphi_1' - \varphi_1\varphi')\pi_1 + (\varphi_2\varphi' - \varphi_1\varphi_1')\pi}{\varphi\varphi_2 - \varphi^2_1} - (\Delta\pi')_o. \end{cases}$$

Dans lesquelles les fonctions φ' et φ'_1 correspondent à $x'' = o$ et les autres à $x = x''$.

Les valeurs des δ étant calculées par ces formules on détermine M, X, Z par les équations (1) page 121, la distance w de la courbe des pressions à la fibre moyenne par la formule:

$$W = -\frac{M}{X},$$

et les efforts R par unité de surface en un point quelconque de la section normale en chaque point de la fibre moyenne par :

$$R = \frac{X}{\Omega} - \frac{Mv}{I}$$

$$R' = \frac{Z}{\Omega}$$

R désignant l'effort normal, R' l'effort tangentiel ou tranchant et v la distance du point considéré de cette section à un axe horizontal passant par son centre situé sur la fibre moyenne.

N. B. — Dans le résumé du mois de mars 1880, nous avions fait $\frac{E}{G} = 3$, nous sommes revenus ici à la valeur théorique $\frac{E}{G} = 2,5$, trouvée par Poisson et que nous avons obtenue également dans un mémoire inédit sur la théorie mathématique de l'élasticité. C'est à cette valeur-ci du rapport des coefficients d'élasticité longitudinale et de torsion que sont dues les fractions $\frac{7}{4}$ et $\frac{3}{4}$ des formules (4) et (6).

Nos expériences se partagent en quatre séries.

Dans la première, nous avons observé les effets d'une charge uniformément répartie par mètre courant d'arc ; dans la seconde, ceux d'un poids isolé placé à la clé ; dans la troisième, ceux d'un poids isolé placé à l'un des reins, au milieu de l'une des moitiés de l'arc, c'est-à-dire, en un point placé à une distance de la clé égale au quart de l'arc ; enfin, dans la quatrième, ceux d'un changement de température.

Dans toutes les expériences, les effets observés ont consisté dans les variations δq, δx, δz produites par les diverses causes.

Avant de faire aucune observation, nous avons déter-

miné par le calcul la valeur numérique des effets que nous nous proposions de mesurer après qu'ils se seraient produits.

Nous présentons ici l'exposé de ces calculs.

La première série relative aux effets d'une charge uniformément répartie se partage elle-même en quatre parties. La première concerne la charge appliquée à l'arc entier, les trois autres, la charge appliquée au quart, à la moitié et aux trois quarts de l'arc.

FONCTIONS INDÉPENDANTES DES CHARGES APPLICABLES A TOUTES LES SÉRIES.

L'arc étant circulaire, nous emploierons le système des coordonnées polaires en prenant pour pôle le centre du cercle, le rayon vertical pour demi-axe positif, et en comptant positivement à droite de cet axe la coordonnée angulaire. En désignant par r le rayon de l'arc, on a dans les formules (4) à (7) $ds = r\,d\omega$, $x = r \sin\omega$, $z = r(1 - \cos\omega)$, et les dénominateurs Ω et $I = \Omega \rho^2$ étant constants, on obtient, pour la forme des fonctions φ, ψ et Φ les formules suivantes, et pour leurs valeurs numériques correspondantes à $r = 26^m,055$; $\alpha = 0,395$; $\rho^2 = \frac{1}{\Omega} = 0,001$, les nombres des colonnes ci-contre divisés par EI.

FONCTIONS INDÉPENDANTES DES CHARGES.

1° *Principales.*

	GAUCHE.		CLÉ.	DROITE.	
	Naissance.	Rein.		Rein.	Naissance.
$\varphi = r(\omega)_{-\alpha}^{\omega}$	0	+ 5,146	+ 10,292	+ 15,438	+ 20,584
$\varphi_1 = r^2(\omega - \sin\omega)_{-\alpha}^{\omega} = r^2\left(\frac{\omega^3}{1..3} - \frac{\omega^5}{1..5} + \right)_{-\alpha}^{\omega}$	0	+ 6,049	+ 6,919	+ 7,789	+ 13,858
$= \varphi^2\, r(1 - \cos\omega)_{-\alpha}^{\omega} = r^2\left(\frac{\omega^2}{1.2} - \frac{\omega^4}{1..4} + \right)_{\alpha}^{\omega}$	0	− 39,078	− 52,275	− 59,078	
$\Phi_2 = r^3\left(2\omega - 2\sin\omega - \frac{2\omega - \sin 2\omega}{4}\right) = 2r^3\left[(2^2 - 1)\frac{\omega^5}{1..5} - (2^4 - 1)\frac{\omega^7}{1..7} + \right]_{-\alpha}^{\omega}$	0	+ 8,0832	+ 8,5478	+ 8,6124	+ 16,6956
$\Phi'_1 = r^3\left(1 - \cos\omega - \frac{1 - \cos 2\omega}{4}\right)_{-\alpha}^{\omega} = r^3\left[(2^2 - 1)\frac{\omega^4}{1..4} - (2^4 - 1)\frac{\omega^6}{1..6} + \right]_{-\alpha}^{\omega}$	0	− 49,083	− 52,425	− 49,083	0
$\Phi'' = r^3 \frac{(2\omega - \sin 2\omega)}{4}_{-\alpha}^{\omega} = \frac{1}{4} r^3\left(\frac{2^3\omega^3}{1..3} - \frac{2^5\omega^5}{1..5} + \right)_{-\alpha}^{\omega}$	0	+ 307,154	+ 352,189	+ 397,244	+ 704,378

	Naissance.	Rein.	Cl. É.	Rein.	Naissance.
2° *Secondaires.*					
$\psi = r\rho^2 (\omega)_{-\alpha}^{\omega}$	0	+ 0,0051	+ 0,0103	+ 0,0155	+ 0,0206
$\psi' = r\rho^2 (1 - \cos 2\omega)_{-\alpha}^{\omega}$	0	− 0,0029	− 0,0039	− 0,0029	0
$\psi'' = r\rho^2 \frac{1}{2} (\sin 2\omega)_{-\alpha}^{\omega}$.	0	+ 0,0043	+ 0,0093	+ 0,0143	+ 0,0186
3° *Totales.*					
$\varphi_2 = \Phi_2 + \frac{7}{4}\psi - \frac{3}{4}\psi''$	0	+ 8,0889	+ 8,5588	+ 8,6287	+ 16,7176
$\varphi'_1 = \Phi'_1 + \frac{3}{4}\psi'$	0	− 49,085	+ 52,428	− 49,085	0
$\varphi'' = \Phi'' + \frac{7}{4}\psi + \frac{3}{4}\psi$	0	+ 307,146	− 352,214	+ 397,282	+ 704,428
$\frac{7}{4}\psi$	0	+ 0,0089	+ 0,0180	+ 0,0271	+ 0,0360
$\frac{3}{4}\psi$	0	− 0,0022	− 0,0029	− 0,0022	0
	0	+ 0,0032	+ 0,0070	+ 0,0107	+ 0,0140

	GAUCHE.		CLÉ.	DROITE.	
	Naissance.	Rein.		Rein.	Naissance.
1re PARTIE. — CHARGE SUR L'ARC ENTIER (*poids propre de l'arc*). $\varpi \parallel p r \omega$ $p = 43^k,6$ $\mu = p r^2 (\omega \sin \omega - 1 + \cos \omega)$ (1)					
FONCTIONS DÉPENDANTES DES CHARGES. *1° Fonctions principales.*					
$\pi = p r^3 (\sin \omega - \omega \cos \omega - \omega + \sin \omega)_{-\alpha}^{\omega} = p r^3 \left(\frac{\omega^3}{1..3} - \frac{5\omega^5}{1..5} + \frac{5\omega^7}{1..7} - \right)_{-\alpha}^{\omega}$	0	+ 6752,77	+ 7737,16	+ 8721,55	+ 15474,32
$\Pi_1 = p r^4 \left(\sin \omega - \omega \cos \omega - 2\omega + 2 \sin \omega - \frac{\sin 2\omega - 2\omega \cos 2\omega}{8} + \frac{2\omega \quad \sin 2\omega}{4}\right)_{-\alpha}^{\omega} = p r^4 \left[2(2^2 - 1)\frac{\omega^5}{1..5} - 4(2^4 - 1)\frac{\omega^7}{1..7} + \right]_{-\alpha}^{\omega}$	0	+ 9007,60	+ 9306,71	+ 9605,82	+ 18613,42
$\mathfrak{M} = p r^4 \left(\omega \frac{2\omega - \sin 2\omega}{4} - \frac{2\omega^2 - 1 + \cos 2\omega}{8} - 1 + \cos \omega + \frac{1 - \cos 2\omega}{4}\right)_{-\alpha}^{\omega} = p r^4 \left[(2+1)\frac{\omega^4}{1..4} - (3.2^3 + 1)\frac{\omega^6}{1..6} + (5.2^5 + 1)\frac{\omega^8}{1..8} - \right]_{-\alpha}^{\omega}$	0	− 54760,2	− 58540,1	− 54760,2	0

(1) D'après la définition de μ, on a $\mu = \varpi (x - g)$. g étant l'abscisse du centre des forces parallèles donnée par la formule $g = \frac{\int_0^x x\,d\varpi}{\varpi}$. Dans le cas actuel, ce point est le centre de gravité de l'arc $r\omega$.

	GAUCHE. Naissance.	GAUCHE. Rein.	CLÉ.	DROITE. Rein.	DROITE. Naissance.
2° *Fonctions secondaires.*					
$\varpi_c = p\,r^2\,\rho^2\,\frac{1}{2}\,(\omega^2)_{-\alpha}^{\omega}$	0	− 1,73	− 2,31	− 1,73	0
$\varpi'_c = p\,r^2\,\rho^2\left(\frac{\sin 2\omega - 2\omega\cos 2\omega}{4}\right)_{-\alpha}^{\omega} = p\,r^2\,\rho^2\frac{1}{4}\left(2\frac{2^3\omega^3}{1..3} - 4\frac{2^5\omega^5}{1..5} + 6\frac{2^7\omega^7}{1..7} - \right)_{-\alpha}^{\omega}$	0	+ 1,05	+ 1,20	+ 1,35	+ 2,40
$\varpi''_c = p\,r^2\,\rho^2\left(\frac{2\omega\sin 2\omega + \cos 2\omega}{4}\right)_{-\alpha}^{\omega} = p\,r^2\,\rho^2\frac{1}{4}\left(\frac{2^2\omega^2}{1.2} - 3\frac{2^4\omega^4}{1..4} + 5\frac{2^6\omega^6}{1..6} - \right)_{-\alpha}^{\omega}$	0	− 1,41	− 1,96	− 1,41	0
3° *Fonctions totales.*					
$\pi_1 = \Pi_1 + \frac{3}{4}\varpi'_c$	0	+ 9008,39	+ 9307,61	+ 9608,83	+ 18615,22
$\pi' = \Pi' + \frac{7}{4}\varpi_c + \frac{5}{4}\varpi''_c$	0	− 54764,28	− 58545,61	− 54764,28	0
$\frac{7}{4}\varpi_c$	0	− 3,03	− 4,04	− 3,03	0
$\frac{5}{4}\varpi'_c$	0	+ 0,79	+ 0,90	+ 1,01	+ 1,80
$\frac{3}{4}\varpi''_c$	0	− 1,05	− 1,47	− 1,05	0

Ces nombres ont été calculés par logarithmes à l'aide des trois premiers termes des développements en série. Le cadre de ces calculs, qui n'a pas été inséré ici, est conforme à celui qui va suivre.

M_o, X_o, Z_o par l'application des formules (8) page 10, dont voici le calcul par les tables de logarithmes :

	GAUCHE. Naissance.	GAUCHE. Rein.	CLÉ.	DROITE. Rein.	DROITE. Naissance.
M_o et M	− 9,88	+ 8,82	− 7,18	+ 8,82	− 9,88
X_o et X	− 1196,7	− 1131,0	− 1107,68	− 1131,0	− 1196,7
Z_o et Z	− 11,4	+ 2,8	0	− 2,8	+ 11,4

			GAUCHE. Naissance. / Rein.	CLÉ.	DROITE. Rein. / Naissance.
$\varphi = 20,584$		$\log \varphi = 1,5135298$	$\pi = 15474.32$	6026 84 6 6116	$\log. \pi = 4.1896116$
$\varphi_1 = 13,858$		$\log \varphi_1 = 1,1410733$	$\pi_1 = 18615.22$	8630 47 5 8682	$\log. \pi_1 = 4.2698682$
$\varphi_2 = 16,716$		$\log \varphi_2 = 1,2231739$	$\bar{1}.1299496$ 4.2698682 $\log \frac{\varphi}{D} \pi_1 = 3.5998178$	8178 8121 57	$\frac{\varphi}{D} \pi_1 = 2510.83$
$\log \varphi\varphi_2 = 2,5366857$	6857 6721 116 113	$\varphi\varphi_2 = 344,099$	$\bar{2}.9574931$ 4.1896116 $\log \frac{\varphi_1}{D} \pi = 3.1471047$	1047 0886 161	$\frac{\varphi_1}{D} \pi = 1403.15$
$\log \varphi_1^2 = 2,2821466$	1466 1457 9	$\varphi_1^2 = 191,490$			

$$\varphi\varphi_2 - \varphi_1^2 = D = 152,609$$

$$X_o = -\frac{\varphi}{D}\pi_1 + \frac{\varphi_1}{D}\pi = -1107^k,68$$

$\log D = 2,1835802$	5545 257 5802	$\log \frac{\varphi}{D} = \bar{1},1299496$	$\bar{2}.9574931$ 4.2698682 $\log \frac{\varphi_1}{D} \pi_1 = 3.2273613$	3613 3467 146	$\frac{\varphi_1}{D} \pi_1 = 1687,96$
$\log \frac{\varphi_1}{D} = \bar{2},9574931$		$\log \frac{\varphi_2}{D} = \bar{1},0395957$			
$\bar{1},0395957$ $4,1896116$ $\log \frac{\varphi_2}{D} \pi = 3,2292053$	2053 1953 100	$\frac{\varphi_2}{D} \pi = 1695,14$			

$$M_o = \frac{\varphi_1}{D}\pi_1 - \frac{\varphi_2}{D}\pi = -7^{kgm},18$$

M, X, Z, par l'application des formules (1) page 8, dont voici le calcul par la règle logarithmique.

Les résultats sont inscrits dans les mêmes lignes que M_o X_o Z_o.

	GAUCHE. Naissance.	GAUCHE. Rein.	CLÉ.	DROITE. Rein.	DROITE. Naissance.
ω	−0.395	− 0.1975	0	+ 0.1975	+ 0.395
$\sin \omega$	−0.385	− 0.196	0	+ 0.196	+ 0.385
$\cos \omega$	0.923	0.981	1	0.981	0.923
$x = r \sin \omega$	+10.025	− 5.12	0	+ 5.12	+ 10.025
$z = r(1 - \cos) \omega$	+2.0063	+ 0.5016	0	+ 0 5016	+ 2.0063
$\varpi = p r \omega$	−448.8	− 224.3	0	+ 224.3	+ 448.8
$\mu = p r^2 (\omega \sin \omega - 1 + \cos \omega) = p r^2 \left(\frac{\omega^2}{1.2} - 3 \frac{\omega^4}{1..4} + 5 \frac{\omega^6}{1..6} - \right)$	2219.7	+ 571.6	0	+ 571.6	+ 2219.7
$X_o \cos \omega$	-1024.0	− 1087.0	− 1107.68	− 1087.0	− 1024.0
$(Z_o - \varpi) \sin \omega$	−172.7	− 44.0	0	− 44.0	− 172.7
$- X_o \sin \omega$	−426.6	− 217.2	0	+ 217.2	+ 426.6
$(Z_o - \varpi) \cos \omega$	+415.2	+ 220.0	0	− 220.0	− 415.2
$X_o z$	-2222.4	− 555.6	0	− 555.6	− 2222.4
DISTANCE DE LA COURBE DES PRESSIONS A LA FIBRE MOYENNE.					
$w = - \frac{M}{X}$	-0.0085	+ 0.0078	− 0.0065	+ 0.0078	− 0.0085
EFFORTS PAR CENTIMÈTRE CARRÉ DE L'AIRE DES SECTIONS NORMALES R_i A L'INTRADOS ET R_e A L'EXTRADOS.					
$\Omega = 0{,}0242$, $I = 0{,}0000242$, $v = 0^m{,}055$					
$R_i = \frac{X}{\Omega} - \frac{Mv}{I}$ $\left(\frac{v}{I} = 2272.0\right)$	2.75	− 6.68	− 2.95	− 6.68	− 2.75
$\frac{X}{\Omega}$	− 4.99	− 4.68	− 4.584	− 4.68	− 4.99
$\frac{Mv}{I}$	− 2.24	+ 2.00	− 1.63	+ 2.00	− 2.24
$R_e = \frac{X}{\Omega} + \frac{Mv}{I}$	− 7.23	− 2.68	− 6.21	− 2.68	− 7.23

	GAUCHE.		CLÉ.	DROITE.	
	Naissance.	Rein.		Rein.	Naissance.
DÉPLACEMENTS δq, δx, δz PAR L'APPLICATION DES FORMULES (10) ET (11), pag. 11.					
$\Delta \varphi'$		+ 13.197	0	+ 13.197	
$\Delta \varphi'_1$		+ 3.343	0	+ 3.343	
$\Delta \varphi$		— 5.146	0	+ 5.146	
$\Delta \varphi_1$		— 0.87	0	+ 0.87	
$\Delta \varphi_2$		— 0.2699	0	+ 0.2699	
$\Delta \pi$		— 984.39	0	+ 984.39	
$\Delta \pi_1$		— 301.22	0	+ 301.22	
$\Delta \varphi^1 M_o$		+ 36.95	0	— 56.95	
$\Delta \varphi' M_o$		+ 964.0		— 964.0	
$\pi(x) - \pi(o)$		— 984.39		+ 984.39	
δq		+ 16.56	0	— 16.56	
$\Delta \varphi_1 M_o$		+ 6.244	0	— 6.244	
$\Delta \varphi_2 X_o$		+ 299.0	0	— 299.0	
$\pi_1(x) - \pi_1(o)$		— 301.2	0	+ 301.2	
$- z \delta b$		— 8.30	0	+ 8.30	
δx		— 4.28	0	+ 4.28	

$\varphi'_1 = 52.428$

$\frac{\varphi\varphi'_1}{D} = -7.0715$

$\frac{\varphi'\varphi_1}{D} = -4.7401$

$C_1 = -2.3314$

$\frac{\varphi'\varphi_2}{D} = 5.7265$

$\frac{\varphi_1\varphi'_1}{D} = 4.7540$

$C = -0.9725$

$\log \varphi'_1 = 1.7195633$

$\log \frac{\varphi}{D} = \bar{1}.1299496$

$\log \frac{\varphi\varphi'_1}{D} = 0.8495129$

$\log \varphi'_1 = 1.7195633$

$\log \frac{\varphi_1}{D} = \bar{1}.9574931$

$\log \frac{\varphi_1\varphi'_1}{D} = 0.6770564$

$\log \pi = 4.1896116$

$\log \bar{C} = \bar{1}.9878896$

$\log \bar{C}\pi = 4.1775012$

$\varphi' = 52.275$

$\log \varphi' = 1.7182940$

$\log \frac{\varphi_2}{D} = \bar{1}.0395937$

$\log \frac{\varphi'\varphi_2}{D} = 0.7578877$

$\log \pi_1 = 4.2698682$

$\log \bar{C}_1 = 0.3676168$

$\log \bar{C}_1\pi_1 = 4.6374850$

$\log.\varphi' = 1.7182940$

$\log \frac{\varphi_1}{D} = \bar{2}.9574931$

$\log \frac{\varphi_1\varphi'}{D} = 0.6757871$

$\log \bar{C} = \bar{1}.9878896$

$\log \bar{C}_1 = 0.3676168$

$C_1\,\pi_1 = -\ 43400.0$

$C\,\pi = -\ 15049.0$

$-\ 58449.0$

$-(\Delta x')_o = +\ 58545.6$

$\delta z_o = +\ 96.6$

	Gauche Naissance	Gauche Rein	Clé	Droite Rein	Droite Naissance
$-\Delta\varphi' M_o$		+ 94.7	0	+ 94.7	
$-\Delta\varphi'_1 X_o$		+ 3703.0	0	+ 3703.0	
$-\pi'(x) + \pi(o)$		− 3781.33	0	− 3781.33	
$2\,\delta q$		− 84.8	0	− 84.8	
δz		+ 28.2	+ 96.6	+ 28.2	

1re SÉRIE. — 2e PARTIE. — CHARGE SUR LE QUART DE L'ARC.

Soit p la charge par mètre courant appliquée sur le quart de droite de l'arc, a la coordonnée $\omega = +\frac{1}{2}\alpha$ de l'origine de la partie chargée. Depuis $\omega = -\alpha$ jusqu'à $\omega = a$ les fonctions ϖ et μ sont égales à zéro.

Depuis $\omega = a$ jusqu'à $\omega = \alpha$, ϖ est donnée par la formule $\varpi = pr(\omega - a)$ et la fonction μ qui a pour formule $\mu = \int_a^{x'} (x' - x)\, d\varpi$ devient $\bar{\mu} = \mu(\omega) - \mu(a) - pr^2 a (\sin\omega - \sin a)$. On obtient ainsi, en désignant par $\bar{\mu}, \bar{\pi}$ les nouvelles fonctions et par μ, π celles qui se rapportent à l'arc entièrement chargé :

	GAUCHE. Naissance.	GAUCHE. Rein.	CLÉ.	DROITE. Rein.	DROITE. Naissance.
$\bar{\pi} = \Delta\pi - pra\,\Delta\varphi' + pr^2(1 - \cos a)\,\Delta\varphi$	0	0	0	0	+ 946.18
$\bar{\pi}_1 = \Delta\pi_1 - pra\,\Delta\varphi'_1 + pr^2(1 - \cos a)\,\Delta\varphi_1$	0	0	0	0	+ 1476.19
$\bar{\pi}' = \Delta\pi' - pra\,\Delta\varphi'' + pr^2(1 - \cos a)\,\Delta\varphi'$	0	0	0	0	+ 8338.0
dans lesquelles $\Delta\pi$ et $\Delta\varphi$ représentent les accroissements $\pi(\omega) - \pi(a)\ \varphi(\omega) - \varphi(a)$					
$M_o\, X_o\, Z_o$ par l'application des formules (8) page 10, dont voici le calcul par les tables.					
M_o et M	−78.59	+ 33.97	+ 30k,21	− 87.23	+ 231.6
X_o et X	−109.16	− 113.42	− 113k,51	− 108.78	− 186.4
Z et Z	−32.73	− 10.61	+ 11k,836	+ 33.83	− 152.64

1re SÉRIE. — 3e PARTIE. — CHARGE SUR LA MOITIÉ DROITE DE L'ARC.

ϖ μ et leurs intégrales sont nulles dans la moitié gauche de l'arc. Dans la moitié droite les valeurs des π sont égales aux différences $\pi(x) - \pi(o)$

	Gauche. Naissance.	Gauche. Rein.	Clé.	Droite. Rein.	Droite. Naissance.
π	0	0	0	+ 984.39	+ 7737.16
π_1	0	0	0	+ 301.22	+ 9307.61
π'	0		0	+ 3781.33	+58545.61

M_o, X_o, Z_o formules (8) page 10, $\pi(x)$ et $\pi_1(x)$ étant deux fois moindres que si l'arc était entièrement chargé, M_o et X_o sont aussi deux fois moindres que dans ce dernier cas.

Quant à Z_o, il est donné par la formule $Z_o = \frac{\pi'}{\varphi''}$

1re SÉRIE. — 4e PARTIE. — CHARGE SUR LES TROIS QUARTS DE GAUCHE DE L'ARC.

Ce cas peut se déduire des deux premiers d'après le principe de l'indépendance des effets, car si F désigne un effet quelconque au point dont l'asbcisse est x dans le cas de l'arc entièrement chargé, F' et F'', les effets analogues suivant que l'on charge le quart de droite ou les trois quarts de gauche, on a constamment :

$$F(x) = F'(x) + F''(x)$$

équation d'où l'on tire $F''(x)$ puisqu'on connait les deux autres effets. On obtient ainsi :

	Gauche. Naissance.	Gauche. Rein.	Clé.	Droite. Rein.	Droite. Naissance.
R_i	−20.15	+ 1.51	+ 4.38	− 26,07	+ 50.62
R_e	+ 11.1	− 9.93	− 12.6	+ 17.6	− 59.0
δq		+ 83.76	− 145.9	− 63.16	0
δx		+ 113.42	+ 116.1	+ 187.58	0
δz		+ 419.9	+ 279.0	− 541.4	0

2ᵉ SÉRIE. — POIDS ISOLÉ A LA CLÉ.

Le poids P peut être considéré comme placé à une distance infiniment petite à droite de la clé ou partagé en deux parties égales placées de part et d'autre de ce point à des distances infiniment petites. Les deux hypothèses donnent nécessairement des résultats identiques bien que les fonctions π, π_1, etc., dépendantes des charges soient différentes dans chacune d'elles. Nous avons adopté la seconde.

Dans ce cas la fonction ϖ est égale à la constante $+\frac{P}{2}$ à droite de la clé, et à $-\frac{P}{2}$, à gauche; $\mu = +\frac{1}{2}Px$ à droite, et $\mu = -\frac{1}{2}Px$ à gauche. Il en résulte:

A gauche	*A droite*
$\pi = -\frac{1}{2}P\varphi'$	$\pi = \frac{1}{2}P\varphi' - P\varphi'(o)$
$\pi_1 = -\frac{1}{2}P\varphi'_1$	$\pi_1 = \frac{1}{2}P\varphi'_1 - P\varphi'_1(o)$
$\pi' = -\frac{1}{2}P\varphi''$	$\pi' = \frac{1}{2}P\varphi'' - P\varphi''(o)$

	GAUCHE.		CLÉ.	DROITE.	
	Naissance.	Rein.		Rein.	Naissance.
En faisant P = 1, on obtient :					
π	o	19.539	26.1375	32.736	52.2750
π_1	o	24 5425	26.214	27.8855	52.428
π'	o	— 153.573	— 176.107	— 153.573	o
$M_o\ X_o\ Z_o$ par l'application des formules (8) page 10.					
M_o et M	—0.636	+ 0.417	— 0.9725	+ 0.417	— 0.636
X_o et X	—2.551	— 2.386	— 2.5514	— 2.386	— 2.551
Z_o et Z	-0.4357	+ 0.034	o	— 0.034	+ 0.4357

3e SÉRIE. — POIDS ISOLÉ AU REIN DROIT.

Le poids isolé P étant placé au milieu du demi-arc de droite les fonctions ϖ et μ sont discontinues comme dans le cas précédent, la discontinuité n'ayant lieu d'ailleurs qu'au point où est placé P et dont la coordonnée angulaire est $+\frac{1}{2}\alpha$. Ainsi ϖ et μ sont constamment nuls de $-\alpha$ à $\frac{1}{2}\alpha$, tandis qu'à partir de cette dernière limite on a $\pi = P$ et $\mu = Pr\,(\sin\omega - \sin\frac{1}{2}\alpha)$ ou $\mu = P\,(x - a)$.

Les trois fonctions π_o, π_1, π', sont nulles de $-\alpha$ à $\frac{1}{2}\alpha$ et ont les formes suivantes au delà de cette dernière limite.

En faisant $P = 1^{kil},0$, on obtient les nombres inscrits dans les colonnes du présent tableau sur les mêmes lignes que les formules précédentes M_o, X_o, Z_o, par l'application des formules (8) page 10.

	GAUCHE.		CLÉ.	DROITE.	
	Naissance.	Rein.		Rein.	Naissance.
$\pi = P\,(\varphi' - a\,\varphi)_a^x$	0	0	0	0	12.73
$\pi_1 = P\,(\varphi'_1 - a\,\varphi_1)_a^x$	0	0	0	0	18.114
$\pi' = P\,(\varphi'' - a\,\varphi')_a^x$	0	0	0	0	107.07
X_o et X	− 1.25	− 1.29	− 1.2889	− 1.23	− 1.52
Z_o et Z	−0.356	− 0.104	+ 0.152	+ 0.402	− 0.287
M_o et M	−0.815	+ 0.381	+ 0.249	− 1.175	+ 1.046

4e SÉRIE. — EFFET DE LA TEMPÉRATURE.

Lorsque l'arc n'est soumis qu'à l'influence d'un changement de température, τ étant le produit du coefficient de dilatation de sa matière par le nombre de degrés dont sa température s'est élevée, les fonctions π, π_1, π' sont nulles, mais dans les formules (8) π_1 et π' renferment les termes en τ savoir : $\tau(x'' - x') = 2\tau l$, l désignant la demi-corde de l'arc moyen, et $\tau(z'' - z') = o$ puisque $z'' = z' = f$, flèche de ce même arc. On fera donc dans les formules (8) $\pi = o$, $\pi_1 = 2\tau l$, π' o et il en résultera pour X_o, Z_o, M_o les valeurs ci-dessous multipliées par $El\tau$

			GAUCHE.		CLÈ.	DROITE.	
			Naissance.	Rein.		Rein.	Naissance.
X_o et X	$2l = 20.05 = \pi_1$ $\log \pi_1 = \bar{1}.1299496 + 1.3021144 = 0.4320640$	$\log \pi_1 = \bar{2}.9574931 + 1.3021144 = 0.2596075$	-2.498	$-$ 2.655	$-$ 2.7043	$-$ 2.655	$-$ 2.498
Z_o et Z			-1.042	$-$ 0.530	0	+ 0.530	+ 1.042
M_o et M	$-\frac{\rho}{D}\pi_1 = X_o = -2.7043$	$\frac{\rho_1}{D}\pi_1 = M_o = +1.818$	-3.604	+ 0.463	+ 1.818	+ 0.463	$-$ 3.604

Les valeurs X, Z, M inscrites sur les mêmes lignes que X_o, Z_o M_o sont calculées par les formules (1) page 8 qui se réduisent ici à :

$X = X_o \cos \omega \quad Z = -X_o \sin \omega \quad M = X_o z + M_o$

	Gauche. Naissance.	Gauche. Rein.	Clé.	Droite. Rein.	Droite. Naissance.
EFFORTS PAR CENTIMÈTRE CARRÉ DE L'AIRE DES SECTIONS NORMALES R_i A L'INTRADOS ET R_e A L'EXTRADOS.					
Les valeurs ci-dessous doivent être multipliées par $E\, l\, \tau$ et divisées par 10^2.					
$\frac{X}{\Omega}$	−1.033	− 1.097	− 1.116	− 1.097	− 1.033
$\frac{M_v}{I}$	− 81.8	+ 10.52	+ 41.3	+ 10.52	− 81.8
$R_i = \frac{X}{\Omega} - \frac{M_v}{I}$	+80.77	− 11.62	− 42.42	− 11.62	+ 80.77
$R_e = \frac{X}{\Omega} + \frac{M_v}{I}$	− .83	+ 9.42	+ 59.18	+ 9.42	− 82.83
DÉPLACEMENT δq, δx, δz PAR LES FORMULES (10) ET (11) PAGE 11.					
Les valeurs ci-dessous doivent être multipliées par τ :					
$\Delta \varphi\, M_o$		− 9.36	0	+ 9.36	
$\Delta \varphi_1\, X_o$		+ 2.35	0	− 2.35	
δq		− 7.01	0	+ 7.01	
$\Delta \varphi_1\, M_o$		− 1.58	0	+ 1.58	
$\Delta \varphi_2\, X_o$		+ 0.73	0	− 0.73	
$[\pi_1(x) = \tau(x - x')] \ldots \pi_1(x) - \pi_1(o) = x$		− 5.12	0	+ 5.12	
$-z\, \delta q$		+ 3.52	0	− 3.52	
δx		− 2.45	0	+ 2.45	
$\delta z_o = c_1 \pi_1 - (\Delta \pi')_o$		− 48.736	− 48.736	− 48.736	
$-\Delta \varphi'\, M_o$		− 24.0	0	− 24.0	
$-\Delta \varphi'_1\, X_o$		+ 9.04	0	+ 9.04	
$[\pi'(x) = -\tau(z - z')] \ldots -\pi'(x) + \pi'(o) = z$		+ 2.006	0	+ 2.006	
$x\, \delta q$		+ 35.9	0	+ 35.9	
δz		− 24.79	− 48.736	− 24.79	

N° 44

NOTE

SUR LA

DISTRIBUTION D'EAU DE COULOMMIERS

Par M. THANNEUR, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Exposé. — Avant 1880, la ville de Coulommiers, dont les rues les plus basses sont à la cote 72, était alimentée par la source de Montigny qui ne donnait que 80 mètres cubes par jour d'une eau d'assez médiocre qualité, et dont moitié seulement, environ, arrivait en ville, à cause des fuites de la canalisation en Chameroy, ce qui ne correspondait, en définitive, qu'à 10 litres par jour et par habitant.

De plus, la source de Montigny, étant moins élevée que le collège et la caserne d'infanterie, ne pouvait alimenter ces établissements ni peu ni beaucoup.

Aussi se résolut-on à amener les eaux de la source de la Roche, d'excellente qualité, ne marquant que 19 degrés à l'hydrotimètre, et qui émergent des sables supérieurs à la cote 127, à 5 kilomètres de la ville, source que la municipalité avait acquise, à cet effet, dès 1864, et dont le débit, remarquablement constant, est de 1200 mètres cubes à 1300 mètres cubes par jour, soit de 14 litres par seconde, correspondant à 250 litres environ par jour et par habitant.

Cette idée datait de loin, puisque, au commencement du XVIIe siècle, Catherine de Gonzague, princesse de Clèves, résolut de dériver les eaux de la Roche pour l'alimentation du magnifique château qu'elle avait construit à Coulommiers.

Les travaux, remarquables pour l'époque, furent confiés au sieur du Ry, alors en grande réputation, qui recourut à des tuyaux à emboîtement en poterie vernissée de 0^m,20 de diamètre intérieur, assemblés avec du mortier de ciment de tuileau. L'œuvre de Catherine de Gonzague fut-elle achevée? C'est ce qu'on ne saurait affirmer. Ce qu'il y a de certain c'est que la conduite en poterie fut exécutée depuis la source jusqu'à la sortie du village du Theil, sur près de 4 kilomètres de longueur. Il n'y a pas de jour qu'on n'en retrouve quelque morceau.

Prise d'eau à la source. — La source ayant été approfondie de 1 mètre, et son griffon bien dégagé, on la recouvrit d'une calotte sphérique de 3 mètres de diamètre en meulière et mortier de ciment Gariel, entourée elle-même d'un remblai gazonné. Un regard situé à la partie supérieure de cette voûte donne la faculté d'en visiter l'intérieur. Un aqueduc de vidange commandé par une vanne et un clapet automobile permet d'envoyer l'eau de la source en décharge, tout en empêchant l'introduction des grenouilles, crapauds, limaces, souris, etc.

Contrairement à ce qu'avance Darcy à cet égard, il ne fut pas constaté que l'abaissement de la source ait eu pour effet d'augmenter notablement son débit. Il paraît en effet difficile d'admettre qu'une source qui ne jaillit qu'après un parcours souterrain d'une longueur considérable, où les pertes de charge s'accumulent et grandissent à chaque pas, puisse voir son débit notablement accru par un abaissement au point d'émergence qui n'aura pour effet que de diminuer quelque peu la perte de charge. Aussi Belgrand, qui ne croyait pas au résultat de principe annoncé par

Darcy, pensait-il que l'augmentation considérable de débit constaté après l'abaissement de la source du Rosoir tenait, soit à ce qu'on avait capté, et réuni au filet principal, quelques filets secondaires qui se perdaient auparavant, soit même à ce qu'on avait commis quelque erreur dans les jaugeages préliminaires. N'est-il pas possible qu'il y eût là quelques canaux naturels par où l'eau s'enfuyait, et que l'abaissement de la source a taris, canaux qui, quand l'eau s'élève dans le bassin de captation, se remettent à fonctionner, appauvrissant ainsi le débit total? Il n'est guère facile, à moins d'erreurs de jaugeage, d'expliquer autrement le résultat de l'expérience relatée par Darcy dans la page 107 de son livre sur les fontaines publiques de la ville de Dijon. En tout cas, on doit considérer qu'il n'y a là qu'un cas particulier, qu'il faut, sous peine de graves mécomptes, se garder de croire général.

Conduite libre. — Les eaux sont amenées au réservoir par un aqueduc ou plutôt par un tuyau cylindrique à petite section circulaire dont la pente est, en moyenne, de 2 mètres par kilomètre, sans être inférieure à $1^m,20$, sans chute ni ressaut. Son diamètre intérieur, déterminé par la condition de débiter, à moitié plein, sans charge, et dans la pente la plus faible, toute l'eau de la source, est $0^m,25$, chiffre déterminé par la formule,

$$Q = 63.25\ \Omega \sqrt{\frac{\Omega}{X} i}.$$

Un diamètre de $0^m,20$ eût suffi, le tuyau coulant à plein. Avec la dimension adoptée on pourrait donc, dans la pente la plus faible, débiter 2 400 mètres cubes d'eau par jour, soit de 28 à 30 litres par seconde. La vitesse minima est $0^m,55$ par seconde. (Pl. 11...)

On dessert, en passant, le village du Theil, que la conduite traverse dans toute sa longueur, au moyen de trois pompes.

Des regards circulaires, espacés de 100 mètres en 100 mètres et fermés par une plaque en tôle munie d'un fort verrou intérieur ne pouvant être ouvert qu'avec une clef spéciale, permettent l'inspection de la conduite, ainsi que son nettoyage au moyen d'un hérisson commandé par deux cordes de 100 mètres de longueur chacune et qu'on envoie de regard en regard par l'intermédiaire d'un flotteur.

La conduite n'a que $0^m,08$ d'épaisseur. Elle a été moulée au fond de la tranchée au moyen de mandrins en tôle de 2 mètres de longueur, chaque morceau venant s'appliquer purement et simplement sur le précédent, sans qu'il ait été pris de précaution spéciale en ce qui concerne le retrait de la matière employée, qui se composait de cinq parties de pierres meulières cassées à l'anneau de $0^m,06$, de trois parties de sable de Marne, et de trois parties de ciment Gariel, le tout gâché avec addition de la quantité d'eau nécessaire.

Le ciment Gariel a, en effet, l'avantage de ne pas donner de retrait à la prise et permet de faire des conduites d'eau, même forcées, sans précaution spéciale pour assurer l'étanchéité des joints et remédier au retrait que subissent plus ou moins les autres ciments à prise rapide, tels, par exemple, que les ciments de Grenoble, excellents d'ailleurs, meilleurs peut-être comme dureté, et avec lesquels on peut également arriver à de très bons résultats, soit, si on moule le tuyau au fond de la tranchée, en laissant des joints de contraction de distance en distance, quitte à les fermer après coup, soit, en fabriquant le tuyau à l'avance, par morceaux qu'on termine en bec de flûte et qu'on assemble au fond de la tranchée, système qui ne peut conduire à une solidité aussi grande que le premier, en ce sens qu'on peut avoir à redouter des cassures provenant de quelque tassement ou porte à faux; il est en effet certain qu'en moulant le tuyau au fond de la tranchée, il s'incorpore pour ainsi dire au sol, dont les irrégularités et

dépressions sont comblées et nivelées pendant l'opération.

On a pu faire ainsi jusqu'à 60 mètres courants de tuyaux par jour et par équipe composée d'un chef cimentier, d'un aide et de deux gâcheurs.

Deux équipes ont suffi pour assurer l'achèvement du travail pendant l'été de 1879, malgré les difficultés considérables survenues à la suite des pluies continuelles qui ont caractérisé cette saison, pluies qui ont constamment rempli les tranchées, d'eau, de boue, et de terres éboulées que les blindages étaient impuissants à maintenir.

Les regards, d'une épaisseur de 0^{m},12, ont été moulés sur place, comme le tuyau.

Le mètre courant de tuyau, non compris les terrassements, bien entendu, ni les regards, de hauteur très variable, et qui ont été payés en régie, a coûté 4^{f},80 seulement, prix convenu, pour un cube minimum de 0^{mc},083. Une des grandes maisons de Grenoble, à qui on s'était adressé, avait demandé 8 francs. Si on considère que la meulière cassée valait 9 francs et le sable de rivière 12^{f},30 le mètre cube, on verra que, dans le cas où on se trouverait favorisé par les circonstances, c'est-à-dire dans le cas où on aurait sur place du sable et du gravier, remplaçant avantageusement la pierre cassée, on pourrait faire pareille chose pour 4^{f},50 le mètre courant et même pour 4 francs, si peu que le temps ne fût pas trop mauvais.

Quant aux terrassements, ils ont été exécutés, soit dans la glaise verte, soit dans la marne blanche, soit dans la meulière, qu'on a dû souvent faire sauter à la mine. C'est dire qu'ils ont été particulièrement difficiles.

La profondeur moyenne des tranchées est de 1^{m},50 et il y a toujours au moins 1 mètre de terre sur la conduite.

En un seul endroit, pour éviter un parc, on est descendu à 5^{m},28.

On a acheté une bande de terrain de 4 mètres de largeur, qui, billonnée, gazonnée, et bornée au droit de chaque

parcelle riveraine, protégera bien la conduite, à la condition que la municipalité sache réprimer avec la dernière énergie les entreprises de quelques cultivateurs trop soucieux de leurs intérêts.

On a laissé aux riverains le droit de passer sur la zone protectrice, chacun au droit de soi, à pied ou en voiture, et d'y récolter l'herbe, mais sans y toucher autrement.

On s'est arrangé de façon à passer en dessous des quelques cours d'eau, peu importants, qu'on a rencontrés. Quelques-uns néanmoins passent par-dessus le tuyau au moyen d'aqueducs circulaires construits comme le tuyau lui-même et dont le diamètre est de $0^m,25$, $0^m,45$ et $0^m,60$, suivant le cas.

Tout compte fait, on doit considérer que, dans des circonstances ordinaires, on pourra, moyennant une dépense de 8 francs à 10 francs par mètre courant, établir un aqueduc à petite section, en béton de ciment, suffisant pour alimenter une ville de moyenne importance, y compris terrassements et terrains.

Il y a là un résultat encourageant pour certaines villes peu fortunées, qui, reculant devant la crainte de dépenser trop d'argent pour aller au loin chercher les sources nécessaires à leur alimentation, ont recours aux eaux de rivière, qu'elles élèvent à grands frais, chaudes en été, glacées et troublées en hiver, toujours impures. S'il s'agissait pour elles de construire un aqueduc à section visitable et de dépenser 40 francs ou 50 francs par mètre courant, il faudrait évidemment y renoncer, si peu que la longueur de cet aqueduc fût importante. Mais, du moment qu'il ne s'agit que de dépenser 10 francs par mètre courant, soit 10 000 francs par kilomètre, elles peuvent très bien, sans trop s'obérer, aller chercher à 10 kilomètres, et plus, si c'est possible, des eaux pures, limpides fraîches, arrivant, à une altitude telle que leur distribution à toute hauteur d'étage se fasse par la pente naturelle, sans machines.

Réservoir. — Le réservoir contient 1 200 mètres cubes d'eau. Son trop plein est à la cote 117, soit à 45 mètres environ au-dessus des rues les plus basses et au niveau même de la corniche de la maison la plus haute du coteau qui domine la ville. Il a 5 mètres de profondeur et il est divisé en deux compartiments rectangulaires qui peuvent fonctionner isolément. Ses dimensions, en longueur et en largeur, ont été déterminées de façon à correspondre au moindre cube de maçonnerie, ce qui revenait à rendre minimum l'expression $4x + 3y$, sachant que $xy \times 5 = 600$, x étant la demi-longueur et y la largeur. L'épaisseur des murs est de $0^m,70$ au sommet et de 3 mètres à la base. Ils comportent sur tout leur pourtour un évidement ovoïdal dans lequel on peut facilement se tenir debout. Leur profil est symétrique par rapport à un axe vertical. L'épaisseur du radier est de $0^m,60$. Le sol, marne blanche mêlée de rognons crayeux, sur lequel repose ce radier est drainé à $0^m,50$ de profondeur moyenne. Deux murs de refend, complètement évidés, divisent chaque compartiment en trois parties et supportent des poutres en tôle espacées de $0^m,75$ environ d'axe en axe, et réunies par un plancher en briques creuses sur lequel repose une couche de terre de $0^m,40$ d'épaisseur.

Le réservoir est presque totalement enterré.

Les maçonneries sont en meulière brute provenant, en grande partie, des tranchées de la conduite libre, et mortier de chaux hydraulique de Ville-sous-la-Ferté et sable de rivière, sans une parcelle de pierre de taille. Les enduits sont en mortier de ciment Gariel et sable de rivière.

Pour ne pas exagérer les dépenses, il n'a pas été fait de second réservoir en queue de la distribution ; mais il sera facile d'y pourvoir plus tard, si besoin est. (Pl. 12.)

Conduite forcée. — La conduite forcée est en fonte, à joints en caoutchouc, système Lavril.

Son diamètre intérieur est de $0^m,20$ entre le réservoir et

le centre de la ville, puis de $0^m,175$, $0^m,125$, $0^m,10$, $0^m,08$ et $0^m,06$ suivant l'importance des rues à desservir.

On a déposé plusieurs kilomètres d'ancienne canalisation, du même système, ayant quinze ans d'existence, sans qu'on ait pu y constater la moindre fuite, ce qui prouve beaucoup en faveur de ce système de joint, que Belgrand déclarait d'ailleurs bon pour l'eau de rivière comme pour l'eau de source, et qui, facile à exécuter, même dans l'eau, donne les plus grandes commodités pour les réparations. Partout où le caoutchouc était altéré, il était remplacé par une composition ferrugineuse assurant parfaitement l'étanchéité du joint.

Des robinets vannes du système Herdevin, et des robinets de vidange à boisseau, permettent d'arrêter l'eau dans toutes les parties de la canalisation et de la vider.

Vingt-sept bornes fontaines, espacées de 200 mètres au plus, assurent l'alimentation publique. Ces fontaines comportent un réservoir d'air qui prévient les coups de bélier. Au moyen d'un écrou qui permet d'allonger la tige filetée que commande le bouton de pression, on peut y laisser couler constamment un mince filet d'eau qui les empêche de geler par les grands froids. C'est ainsi que pendant l'hiver 1879-1880, par un froid de —30°, aucune de ces fontaines n'a souffert, tandis que, dans quelques villes voisines, des fontaines, soi-disant incongelables, dont le mécanisme était enterré profondément, ont parfaitement gelé et ont été brisées.

Cinquante bouches d'arrosage sous trottoir assurent le lavage des canivaux et égouts.

Fontaines et bouches d'arrosage sont munies de raccords à incendie.

Concessions particulières. — On compte environ trois cents concessions particulières rapportant 6 000 francs par an. Le prix de la concession ménagère, à robinet libre, n'est que de 15 francs par an, chiffre manifestement trop

faible. En revisant les tarifs et les augmentant quelque peu, on arrivera facilement à un revenu annuel de 8 000 francs à 10 000 francs.

La ville a fait gratuitement, pour donner l'élan, les branchements des cent soixante-dix premiers concessionnaires.

Les prises se font en pleine charge et sans arrêter l'eau, avec l'appareil Debaussaux, d'Amiens, dont l'emploi est aussi simple que sûr, si élevée que soit la pression.

Dépenses. — Les dépenses pour travaux proprement dits, non compris l'acquisition de la source et des terrains qui la protègent ainsi que la conduite libre, se décomposent comme il suit :

Terrassement de la conduite libre.	17177f,49
Conduite libre proprement dite, non compris les regards.	23136 00
Réservoir, non compris la tuyauterie et la robinetterie.	36037 77
Conduite forcée, y compris la tuyauterie et la robinetterie du réservoir, les bornes-fontaines, les bouches d'arrosage, vannes, robinets de vidange, terrassements, pavages et maçonneries.	76050 40
Branchements particuliers.	13369 24
Dépenses en régie, prise d'eau à la source, regards, blindages, épuisements, etc.	32512 74
Ce qui fait en tout.	198283f,64

Ainsi, pour moins de 200 000 francs, on est allé chercher 14 litres d'eau par seconde à 5 kilomètres de distance; on les a emmagasinés et distribués aussi largement qu'il est possible. Si on considère que l'intérêt à 4 p. 100, taux actuel, de la somme dépensée, est ou sera bientôt compensé par le produit des concessions particulières, on voit

que la ville a bien placé scn argent, puisque ses services publics, fontaines, arrosage de la voie publique, lavage des égouts, réserve contre les incendies, alimentation de ses édifices, caserne, collège, abattoirs, hospice, etc., ne lui coûtent pour ainsi dire rien.

Coulommiers, le 21 décembre 1881.

N° 45

ÉTUDE

SUR

LES QUALITÉS ET ESSAIS DES CIMENTS
A PRISE LENTE, DITS PORTLAND.

Par M. BARREAU, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Les ciments à prise lente, désignés généralement sous le nom de ciments Portland, par suite de la ressemblance des mortiers qu'ils produisent avec la pierre de Portland, sont de plus en plus employés dans les constructions, et en particulier pour les travaux publics; on les utilise surtout dans les constructions hydrauliques et pour les ouvrages à la mer ; dans les ports de l'Océan, toutes les maçonneries sont faites, au moins en parement, avec du mortier de ciment Portland. La fabrication de cette matière s'est développée beaucoup depuis plusieurs années, à mesure que l'emploi s'en est généralisé. C'est en Angleterre que l'on a d'abord produit des ciments de ce type ayant une qualité régulière, mais il existe maintenant en France et dans d'autres contrées, l'Allemagne en particulier, des fabriques qui peuvent lutter avec les maisons anglaises.

Les ciments dits Portland, c'est-à-dire les ciments artificiels à prise lente ont sur les ciments naturels, à prise lente ou à prise rapide, et sur les chaux hydrauliques, l'avantage d'une résistance plus grande, ce qui permet,

malgré leur prix plus élevé, de constituer encore des mortiers économiques en augmentant la proportion de sable employée ; de plus, jusqu'à présent, on n'a jamais constaté de décomposition des mortiers faits avec ces ciments et soumis à l'action des eaux de la mer ; mais leur qualité principale, celle qui doit en faire recommander l'emploi, c'est la régularité de composition des produits que l'on obtient par une fabrication bien dirigée, dans des circonstances locales déterminées. D'autre part, il suffit de variations minimes dans les proportions des éléments du ciment Portland pour altérer sa résistance et compromettre la durée des mortiers (*) ; pour ce produit, il est donc nécessaire d'opérer, avant l'emploi, des essais de réception bien plus complets et précis que ceux en usage pour les chaux hydrauliques, dont la composition peut varier sans inconvénient dans des limites assez étendues ; ces essais ont été établis depuis longtemps, d'abord en France (**), puis en Angleterre, où à diverses reprises ils ont fait l'objet de discussions très intéressantes à la Société des Ingénieurs civils (***) ; en Allemagne, on est même arrivé à rédiger un cahier des charges uniforme pour la livraison des ciments Portland (****), ce qui est très avantageux tant pour les fabricants que pour le public, et cet exemple a été suivi en Autriche, en Suède et en Russie.

L'importance de ces essais et la nécessité de les effectuer d'une manière complète et suivie s'imposent d'elles-mêmes quand on étudie la nature des ciments Portland et que

---

(*) Mémoire de MM. Chatoney, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, et Rivot, ingénieur des mines. *Annales des Mines*. Tome IX, p. 505-1856.

(**) Note de M. Leblanc, ingénieur des Ponts et Chaussées. *Annales* 2e semestre 1865, p. 84.

(***) Mémoires de M. Grant, ingénieur civil 1865-1871-1880.

Mémoire de MM. Scott, major général du génie, et Redgrave, ingénieur civil, 1880.

Discussion sur ces mémoires.

(****) Voir l'appendice no 1.

l'on passe en revue les opérations successives auxquelles donne lieu leur fabrication ; il est donc utile, avant d'entrer dans le détail des essais, de donner sur ces divers points quelques indications empruntées, tant aux études faites à ce sujet en France ou à l'étranger qu'aux renseignements recueillis auprès de quelques fabricants, ou fournis par les laboratoires d'essais des services maritimes de Boulogne et de Dunkerque et celui de l'École des Ponts et chaussées.

Nature des ciments Portland. — Les ciments Portland sont des composés de silice, de chaux et d'alumine ; ils contiennent de plus de l'oxyde de fer et un peu de potasse, de soude, de magnésie et d'acide sulfurique. Ce sont des composés mal définis, comme les verres, qui sont aussi formés de combinaisons de silicates alcalins et de silicates de chaux, d'alumine et d'oxyde de fer, et présentent dans leur fabrication, de même que dans leur nature, de grandes analogies avec les ciments. Le groupement des éléments des ciments Portland n'a pu être déterminé exactement ; on y a vu, entre autres hypothèses, soit un mélange de silicates d'alumine et de fer avec la chaux caustique, soit un mélange de silicates doubles de chaux, d'alumine et de fer avec la chaux caustique. La prise lors du mélange avec l'eau est expliquée aussi de diverses manières, soit par la formation successive d'hydrate de chaux, de silicate de chaux, enfin de silicates hydratés doubles de chaux, d'alumine et de fer, soit par la formation directe d'un silicate hydraté à la suite de la réaction par voie humide de la chaux caustique sur les silicates doubles. Le produit, dur comme la pierre qui se forme par la prise du ciment, est en tous cas un silicate hydraté, et d'une manière générale, on peut dire que la prise a lieu sous l'action de l'eau par suite de la différence des affinités par voie humide et à la température du rouge à laquelle le ciment est produit. — Quant au détail des réactions, on peut croire que, par suite de la

composition mal définie des ciments, les phénomènes sont très complexes et qu'une étude complète est extrêmement difficile sans avoir d'ailleurs grande importance pratique.

La composition élémentaire des ciments Portland varie entre des limites assez étendues, comme on le reconnaît à l'inspection des tableaux suivants :

1. *Analyses de divers ciments faites au laboratoire des Douanes à Dunkerque, pour les services des ports de Dunkerque et de Boulogne.*

DÉSIGNATION des ciments.	CHAUX.	SILICE.	ALUMINE.	OXYDE de fer.	ACIDE sulfurique.	MAGNÉSIE.	EAU, ACIDE carbonique, etc.
1. Ciment français (moyenne de 2 essais).	61,20	23,82	8,09	3,28	1,17	traces	2,44
2. Ciment français (moyenne de 2 essais).	60,85	23,70	9,83	2,75	1,00	traces	1,87
3. Ciment anglais (moyenne de 3 essais).	61,72	28,07	8,55	3,25	1,45	traces	1,96
4. Ciment anglais (moyenne de 4 essais).	62,24	22,80	8,66	3,31	1,18	traces	1,81
5. Ciment belge (moyenné de 3 essais).	62,97	29,99	8,44	2,33	1,21	traces	2,06

2. *Analyses de divers ciments faites au laboratoire de l'école des Ponts et Chaussées.*

DÉSIGNATION des ciments.	CHAUX.	SILICE.	ALUMINE.	OXYDE de fer.	ACIDE sulfurique.	MAGNÉSIE.	EAU, ACIDE carbonique, etc.
1. Ciment français	59,40	24,10	7,20	3,85	0,55	0,95	4,45
2. Ciment français (moyenne d'une série d'essais). .	61,31	24,03	8,52	3,31	0,66	0,81	1,56
3. Ciment anglais.	63,00	21,35	8,55	2,70	0,65	0,45	3,30

3. *Analyses de divers ciments allemands et anglais.* — (*Appendice n° 6 du mémoire de M. Grant*).

NUMÉROS.	CHAUX.	SILICE.	ALUMINE.	OXYDE de fer.	ACIDE sulfurique.	MAGNÉSIE.	ALCALIS.	EAU, ACIDE carbonique, etc.
				Ciments allemands.				
1	62,68	23,29	5,43	2,47	1,03	1,10	0,85	2,59
2	63,21	22,82	2,69	3,52	1,12	3,00	1,26	2,79
3	63,02	22,58	6,52	2,82	1,15	1,13	1,70	2,28
4	63,27	19,80	6,73	3,22	1,08	2,02	1,46	2,38
				Ciments anglais.				
5	58,29	20,56	6,20	6,76	1,62	0,32	1,23	4,56
6	60,76	21,52	4,76	4,24	2,50	0,61	2,80	1,88
7	60,71	21,48	6,10	6,66	0,79	1,08	1,15	1,20
8	58,55	22,40	7,56	6,56	0,83	0,72	1,60	1,60
9	58,02	23,58	8,42	5,10	0,84	0,90	0,64	2,24

De l'examen de ces tableaux il résulte que les proportions en centièmes des éléments principaux varient pour chacun d'eux entre les limites ci-après, quand on laisse de côté les résultats isolés s'écartant trop de la moyenne :

Pour la chaux, de 58 à 63.

Pour la silice, de 21 à 24.

Pour l'alumine, de 5 à 9.

Pour l'oxyde de fer, de 3 à 6.

Pour l'acide sulfurique, de 0,50 à 1,50.

Matières premières employées dans la fabrication. — Proportions des divers éléments. — Les ciments Portland sont obtenus par la calcination de mélanges de carbonate de chaux et d'argile : les procédés de fabrication se rapportent tous à deux types distincts ; dans le premier, on emploie la craie d'une part, l'argile aussi pure que pos-

sible de l'autre ; dans le second, on emploie des marnes ou des calcaires argileux ayant naturellement une composition voisine de celle que l'on recherche pour la fabrication du ciment.

Il est très important d'apporter le plus grand soin dans le dosage des matières pour arriver à un résultat toujours le même ; de cette opération dépend en grande partie qualité du ciment obtenu. Il n'y a pas, il est vrai, de règl tout à fait absolue pour les proportions à observer dans le mélange de calcaire et d'argile ; mais pour chaque cas particulier, suivant la nature et la provenance des matériaux employés, on arrive dans la fabrication à déterminer la proportion qui donne les meilleurs résultats, et l'on doit alors l'observer rigoureusement.

Les proportions en usage pour le calcaire et l'argile varient entre 21 et 26 d'argile pour 79 et 74 de carbonate de chaux ; en France, on observe en général les proportions de 21 à 23 d'argile pour 79 à 77 de carbonate de chaux, qui correspondent aux matières nommées par Vicat chaux-limites ; mais en Angleterre, on arrive jusqu'aux proportions de 23 à 26 d'argile, ce qui correspond déjà dans la classification de Vicat aux ciments naturels. Ces diverses proportions de carbonate de chaux et d'argile correspondent à celles données dans le tableau ci-après pour la chaux caustique et l'argile, après expulsion complète de l'acide carbonique ; les indices d'hydraulicité correspondants sont également indiqués (*).

(*) Ces indices d'hydraulicité ont été calculés par la méthode donnée par M. Durand-Claye, ingénieur des Ponts et Chaussées, d'après les discussions des travaux de Vicat (*Annales* 1871, 1er semestre).

PROPORTIONS		PROPORTIONS		INDICES D'HYDRAULICITÉ.
D'argile.	De carbonate de chaux.	D'argile.	De chaux caustique.	
21	79	32	68	0,47
23	77	35	65	0,54
26	74	39	61	0,64

On peut encore produire des ciments avec une proportion moindre de chaux; mais les mélanges où l'argile se trouve en quantité trop voisine de la limite sont exposés à fondre dans les fours et à donner des composés vitrifiés, sans aucune propriété hydraulique; on est alors amené à les cuire d'une manière insuffisante et on n'obtient plus que des produits imparfaits, ressemblant plutôt à des ciments à prise rapide, mais inférieurs en qualité.

Quand la proportion de chaux augmente, la fusibilité du mélange diminue, la cuisson exige une température plus élevée, le produit obtenu est plus dur et donne un ciment plus résistant; mais si l'on dépasse la proportion convenable de calcaire, on obtient des ciments dangereux à employer, exposés à se fendiller et pouvant, par leur foisonnement, amener la ruine des constructions où l'on en a fait usage.

Outre ces éléments principaux, chaux et argile, c'est-à-dire, chaux, silice et alumine qui, par leur mélange, donnent aux ciments Portland leurs propriétés éminemment hydrauliques, il existe encore dans ces produits, comme l'indiquent les analyses rappelées ci-dessus, des quantités appréciables d'oxyde de fer, de magnésie et d'acide sulfurique.

L'oxyde de fer existe en proportions notables dans la plupart des argiles; certains ciments en contiennent une quantité assez forte. Il peut contribuer, en se combinant

avec la silice, à donner au produit de la calcination plus de fusibilité ; mais ce résultat n'est obtenu qu'aux dépens de la résistance du ciment et, comme on l'a dit au sujet de l'emploi d'un excès d'argile, il est à craindre que, de peur d'obtenir un produit vitrifié, les ciments ne soient pas assez cuits. L'oxyde de fer n'a pas grande influence sur la prise, on le considère en général comme une matière inerte.

La magnésie joue un rôle analogue à celui de la chaux ; il résulte même des expériences de Vicat que ses propriétés hydrauliques sont supérieures à celles de la chaux, et surtout que la résistance à l'eau de mer des hydrosilicates fournis par elle est plus grande que celle des hydrosilicates de chaux : la magnésie n'est pas assez répandue dans la nature pour qu'on puisse essayer de faire des ciments où elle remplace la chaux ; on remarquera toutefois, en passant, que les analyses de ciments allemands citées plus haut indiquent une proportion appréciable de magnésie.

L'acide sulfurique, dont les ciments contiennent tous une petite quantité, y existe sans doute sous forme de sulfate de chaux ; on regarde sa présence comme retardant un peu la prise, mais on est d'accord pour proscrire l'emploi des ciments qui en contiennent une quantité notable. Le sulfate de chaux, dont la prise est plus lente que celle des silicates, augmente de volume en cristallisant et ferait éclater les mortiers ; de plus, il est légèrement soluble dans l'eau et pourrait être enlevé à la longue, en laissant des vides par lesquels l'eau pénétrerait peu à peu.

Tous ces éléments, en dehors de la chaux, sont fournis par l'argile ; il est donc très important de reconnaître la nature de l'argile que l'on ajoute à la chaux ou de celle qui existe dans les marnes ou calcaires que l'on emploie. L'essai pratique consiste à faire cuire le composé argileux à essayer, et à le traiter ensuite par les acides chlorhydrique ou nitrique étendus à chaud ; on juge de la qualité

de la matière par l'abondance plus ou moins grande de la silice à l'état gélatineux : s'il reste dans le fond de la capsule d'essai un dépôt abondant inattaquable par les acides, on en conclut que la silice existe dans des conditions telles qu'elle ne se prêtera que difficilement à la production d'un ciment de bonne qualité. On complète cet essai chimique par un essai de laboratoire reproduisant toutes les circonstances de la fabrication.

Procédés de dosage. — Le dosage des matières a donc une grande importance et cette partie de la fabrication doit être l'objet des plus grands soins.

Lorsque l'on emploie le carbonate de chaux et l'argile dans un état suffisant de pureté, l'opération du dosage peut se réduire à un pesage ou un mesurage des matières pulvérisées faits avec précision ; on peut aussi réduire en pâte liquide l'argile et la craie dans des broyeurs séparés et les introduire en proportions déterminées dans un troisième appareil.

Dans les cas de l'emploi des marnes ou des calcaires naturels, le dosage est plus compliqué et demande beaucoup d'attention : en effet, les bancs n'ont jamais une composition constante, même sur une faible épaisseur, et, dans la même carrière, on trouve des variations considérables. On peut arriver, en mélangeant suivant des règles empiriques résultant de l'expérience locale, les parties maigres avec les parties plus riches en argile, à obtenir une composition approchant de celle que l'on doit atteindre ; mais si l'on n'a pas recours à des analyses chimiques fréquentes et soignées permettant d'arriver exactement à la composition voulue, on ne produit plus que des ciments naturels, d'une qualité très variable et d'une résistance généralement insuffisante. Pour produire un mélange ayant une composition déterminée régulière, on emploie souvent des bassins de dosage que l'on peut mettre à volonté en communication les uns avec les autres : les matières, réduites à l'état de

pâte très liquide, peuvent passer d'un bassin dans un autre, et on fait, d'après les résultats des essais chimiques de chaque bassin, les mélanges nécessaires pour arriver à un résultat précis. Chaque fabrique a d'ailleurs sa manière de faire, dépendant de la nature des matières, de l'état dans lequel on les emploie et des circonstances locales.

Quel que soit le procédé employé, on peut dire que, si l'on apporte à l'opération les soins nécessaires et une attention soutenue, on arrivera au résultat désiré, celui de produire un mélange uniforme dans des proportions bien définies; mais un dosage exact est une des conditions de la plus grande importance et on ne doit négliger aucune précaution pour l'obtenir. Rien n'est plus dangereux pour un fabricant de ciment que d'arriver à s'en remettre, comme cela a lieu parfois, au coup d'œil d'un ouvrier expérimenté ayant acquis, par une longue pratique, l'habitude de juger des proportions des matières à introduire dans le broyeur; on peut ainsi obtenir pendant un certain temps des produits satisfaisants, les matières employées ne variant pas, puis se trouver tout à coup complètement dérouté par des changements inattendus. La composition très régulière des ciments allemands est due au soin apporté au contrôle exact de la composition des pâtes pendant le mélange; on emploie, dans ce but, un essai chimique qui dure quinze minutes environ et qu'on renouvelle parfois toutes les heures; ces essais se font aussi dans plusieurs fabriques françaises, et en Angleterre, on tend à les substituer à l'essai pratique en usage jusqu'à présent, qui consiste à cuire la pâte, la moudre, puis gâcher le ciment obtenu; cela exige un temps très long pendant lequel toute la fabrication peut être défectueuse.

Il est très important, toutes les fois qu'on le peut, de visiter les usines où se fabriquent les ciments que l'on emploie, pour se rendre un compte exact de leurs installations: le point principal auquel on doit s'attacher, c'est l'examen

des procédés de dosage; car, de là dépend la régularité de la composition du ciment, et c'est cette qualité qui fait le grand avantage de ce produit et permet de l'employer avec confiance, en s'appuyant sur les résultats de l'expérience acquise depuis plus de trente ans.

Préparation et mélange des matières. — Les calcaires durs sont concassés d'abord, puis moulus à l'état de poudre fine; la craie ou les marnes sont broyées et délayées sous des meules verticales; l'argile est délayée dans des bassins ou sous des meules.

Quand on emploie les calcaires, on les mélange quelque fois directement avec l'argile dans les proportions voulues, après avoir broyé les matières, préalablement desséchées, jusqu'à ce qu'elles soient réduites à l'état de poudres fines, puis on ajoute une quantité d'eau aussi faible que possible, et on fait passer la matière sous des meules, au sortir desquelles on la moule en briquettes; c'est ce qu'on peut appeler le procédé par voie sèche.

En général, jusqu'à présent, les matières sont amenées à l'état de pâtes très liquides, d'une consistance laiteuse, dans des bassins de formes diverses, variables suivant les usines; là, elles sont remuées jusqu'à complet mélange par des appareils suspendus à des bras portés sur un massif central ou prenant leur point d'appui sur des poutrelles, et animés d'un mouvement de rotation: ce sont des barres ou des dintes de fer, des herses ou des combinaisons de ces divers engins. Ces bassins de mélange, mis en communication les uns avec les autres, servent aussi de bassins de dosage dans certaines usines, comme on l'a dit plus haut.

Quelquefois, au sortir de ces bassins, on fait encore passer la pâte dans un broyeur à meules, pour assurer l'homogénéité du mélange.— On a aussi proposé l'emploi d'un bassin de forme circulaire, muni des appareils ordinaires pour la désagrégation des matières, mais présentant de plus sur son pourtour un large rebord en fer sur lequel porte une plaque

circulaire mobile avec les bras de l'appareil; la pâte liquide qui s'échappe par déversement est broyée par frottement entre les deux surfaces. On estime généralement que le mélange des matières par voie humide est plus parfait que par voie sèche; mais il y a intérêt à réduire le plus possible la quantité d'eau employée, puisque ensuite il faut la faire disparaître par évaporation. Ce but est atteint par un procédé qui consiste à employer, à la suite du bassin de mélange, un jeu de meules horizontales, semblables à celles d'un moulin ordinaire; on arrive à n'employer que 40 p. 100 d'eau et à produire une pâte épaisse qui est si bien mélangée et laminée par le passage entre les meules qu'elle devient impalpable. Ce procédé n'est, toutefois, pas applicable au cas où l'on doit corriger les imperfections de dosage en faisant passer les matières d'un bassin dans l'autre dans certaines proportions, ce qui exige que les pâtes soient fluides.

On peut employer, suivant les cas, l'un ou l'autre de ces moyens, mais il faut toujours arriver à obtenir une pâte parfaitement homogène dans laquelle on ne distingue plus les éléments qui la constituent; il faut surtout éviter qu'il ne reste des grains durs, de craie ou de calcaire, qui donneraient à la cuisson des globules de chaux caustique très nuisibles à la qualité du ciment; aussi, pour arrêter les grains durs qui auraient échappé au broyage, on dispose, sur les conduits par lesquels s'écoule la pâte, des grillages serrés et souvent même de petits puisards où tombent les particules plus lourdes.

Séchage et cuisson des pâtes. — Dans les procédés primitivement suivis et encore usités sur bien des points, le séchage des pâtes très liquides que l'on obtient après le mélange des matières est une opération absolument distincte de la cuisson; les pâtes sont élevées par des pompes dans des conduites qui les distribuent dans de vastes bassins de décantation, où leur eau s'évapore peu à peu sous l'action de l'air et du soleil; quand leur consistance est suffisante,

des voûtes destinées à les supporter et diminue la hauteur à donner à la cheminée d'appel.

Tous ces fours sont à feu discontinu; quelquefois, on fait travailler des fours d'une forme analogue d'une manière continue, en les rechargeant par le haut comme cela se fait souvent pour les fours à chaux; alors on a deux chambres de séchage pour chaque four et on les utilise l'une après l'autre à tour de rôle. Mais pour une fabrication qui demande autant de précision que celle du ciment, il y a un grave inconvénient à avoir un four toujours en feu : un défaut dans la cuisson, si on ne s'en aperçoit pas à temps, donne un produit sans valeur et l'on est exposé, par suite, dans le cas d'un four à feu continu, à perdre beaucoup de matières, tandis que dans les conditions ordinaires la perte ne peut s'appliquer qu'au contenu d'un four.

Le même inconvénient se présente dans l'emploi du four annulaire à feu continu, appliqué depuis longtemps avec succès pour la cuisson des briques et que l'on a essayé pour le ciment; on est arrivé cependant en Allemagne à obtenir de bons résultats par l'emploi de ce four, qui donne une notable économie de combustible, mais exige des soins particuliers et de tous les instants. Il faut régler avec la plus grande attention le tirage et le chargement de combustible, ajouter des pâtes au moment opportun pour régulariser la cuisson dans toute la section du four, les gaz ayant toujours une tendance à suivre la voûte. Ce système, pour que le tirage s'opère bien, exige absolument que la pâte à ciment soit enfournée sous forme de briques, permettant de ménager, par un arrimage soigné, des passages à la flamme. Quand le procédé de fabrication suivi donne la matière sous cette forme, ce n'est pas un inconvénient; mais, dans les autres cas, il faut reprendre la pâte après un commencement d'évaporation de l'eau, puis la mouler et enfin achever la dessiccation dans des séchoirs; toutes ces opérations nécessitent des dépenses notables, et surtout beaucoup de main-

d'œuvre, en sorte que l'économie faite sur le combustible employé dans le four peut se trouver plus que compensée. Le four annulaire est, d'ailleurs, d'une construction difficile et d'un entretien coûteux à raison des hautes températures qu'il doit supporter et de la complication assez grande de sa forme qui se prête mal aux effets de la dilatation produite par la chaleur.

En employant simplement des chambres de séchage à double plancher à la suite des fours, on arrive en Angleterre à ne plus dépenser qu'un poids de charbon d'environ 35 p. 100 du poids du ciment produit, ce qui est très modéré.

On a proposé récemment un perfectionnement nouveau consistant à établir, à l'origine des chambres de séchage, une cloison évidée en briques réfractaires, où l'on dirige les produits de la combustion de foyers spéciaux et un courant d'air, de manière à brûler complètement les gaz qui sortent du four; de plus, des cloisons disposées dans les chambres et descendant jusqu'à peu de distance au-dessus de la sole, forcent les gaz à passer très près des pâtes à sécher; enfin, l'enfournement se fait à plusieurs reprises, grâce à des ouvertures ménagées au milieu du four et que l'on ferme quand la combustion les atteint; l'on pense ainsi arriver à mettre dans un four une charge supplémentaire de 40 p. 100. Il est certain d'ailleurs que d'autres systèmes analogues peuvent être imaginés pour conduire au même but.

D'une manière générale, on ne peut donc dire que le four annulaire à feu continu, malgré ses avantages théoriques incontestables, vérifiés en pratique pour la cuisson des briques, doive être préféré pour la fabrication du ciment aux batteries de fours à feu discontinu avec chambres de séchage annexées; ce dernier procédé donne déjà une économie de combustible considérable, il n'exige aucune main-d'œuvre spéciale, et, réuni à celui du broyage avec la

moindre quantité d'eau possible, il permet de réduire, de moitié au moins, l'espace nécessaire pour une fabrique de l'ancien type avec ses bassins d'évaporation et ses fours à coke.

En cherchant l'économie de combustible, il ne faut pas, d'autre part, perdre de vue qu'une cuisson à haute température, régulière et complète, n'est pas moins nécessaire pour la production d'un ciment de bonne qualité que le mélange intime des matières avant la mise au four.

Le chargement se fait, pour les fours verticaux, par lits successifs de charbon et de pâte, comme pour les fours à chaux. Les pâtes doivent être en morceaux de faibles dimensions pour que la chaleur pénètre bien jusqu'au centre. Le combustible doit être aussi pur que possible, pour éviter la formation de composés nuisibles à la qualité du ciment; la présence des pyrites surtout serait dangereuse parce qu'elles fournissent du sulfate de chaux. Le combustible doit aussi être susceptible de produire une haute température; l'anthracite convient très bien.

Dans les fours annulaires, les briques de pâte déjà desséchées sont disposées avec soin dans les parties du four libres; elles s'échauffent peu à peu à mesure que le feu se rapproche; le combustible est ajouté au moment convenable par des regards ménagés dans la voûte du four et qui servent aussi à juger de la marche de la cuisson. Une série de carneaux, munis de registres, partent de divers points du four et aboutissent tous à une cheminée centrale par laquelle le tirage s'effectue et les gaz de la combustion s'échappent dans l'air.

Les pâtes chargées dans les fours contiennent en général encore une certaine quantité d'humidité; quand elle ne dépasse pas 10 p. 100, elle a un effet plutôt avantageux en préparant, par son dégagement, l'expulsion de l'acide carbonique.

Triage. — Broyage. — Au sortir des fours, le produit se

présente sous la forme de morceaux fondus, ayant à peu près l'aspect du laitier des hauts fourneaux. Les parties qui ont subi un commencement de vitrification sont trop cuites, celles qui ont une couleur jaunâtre le sont trop peu, il faut séparer soigneusement les unes et les autres, si l'on veut obtenir un ciment de bonne qualité. Le triage est fait par des ouvriers exercés qui reconnaissent au poids et à l'aspect des morceaux s'ils sont ou non de la qualité voulue.

Quelquefois, quand la pâte contenait un excès d'argile, on a un produit qui, en se refroidissant au sortir du four, tombe en poussière; cette action est analogue à celle qu'on observe dans les globules de verre connus sous le nom de *larmes bataviques*, et la poudre produite est absolument inerte; il faut donc la rejeter du ciment.

Après le triage, les morceaux de ciment sont concassés soit à la main, soit sous des meules ou entre des cylindres disposés comme des laminoirs, soit dans des appareils à mâchoires, puis ils sont soumis à l'action de meules horizontales disposées comme celles d'un moulin à farine; le ciment pulvérisé doit être passé au blutoir et le résidu rechargé dans les meules.

Plus le ciment est résistant, plus il est dur, comme on l'a fait observer plus haut; il en résulte que la mouture devient plus difficile, que l'usure des meules augmente et que l'entretien devient plus coûteux. Une tendance naturelle dans la fabrication est donc de produire un ciment moins dur, qui sera moins résistant, ou de ne pas pousser assez loin la mouture des ciments durs. Il y a cependant un grand intérêt à ce que la mouture soit aussi complète que possible; on a reconnu, en effet, que les gros grains de ciment n'ont, par eux-mêmes, aucune valeur; dans les mortiers ils jouent le même rôle que le sable, sans ajouter rien à la résistance produite par la prise des parties fines; la présence de ces gros grains diminue donc notablement

l'effet utile des ciments qui en contiennent de notables quantités. Cependant, leur composition a été trouvée la même que celle des parties fines et, si on les broie, on obtient un ciment très bon et d'une grande énergie. Une mouture fine et uniforme est donc une condition importante pour l'emploi économique du ciment; mais on ne l'obtient qu'au prix d'un travail coûteux, et il est par suite indispensable de s'assurer qu'on y a apporté tous les soins nécessaires; les essais à faire dans ce but seront examinés plus loin.

Mise en magasin et livraison. — Le ciment moulu est souvent mis directement en sacs ou en barils pour l'expédition ; mais on a reconnu qu'il y a danger à employer le ciment trop frais, à raison de la chaux caustique en excès qui peut s'y trouver à l'état libre. En Angleterre surtout, on garde le ciment un certain temps en magasin pour assurer par l'exposition à l'air l'extinction de cette chaux qui, en s'éteignant dans l'emploi, donnerait des mortiers se fendillant ou même se soulevant en écailles ; dans plusieurs usines, on répand le produit de la fabrication de chaque jour dans le magasin en un lit régulier au-dessus du ciment du jour précédent, et quand la hauteur de la couche atteint environ deux mètres, on met le ciment en sacs ou en barils en coupant verticalement à travers les lits successifs. Si le ciment est au contraire emmagasiné sur une grande épaisseur, il ne se refroidit pas et l'action de l'air sur la chaux qui peut se trouver en excès n'est pas possible. On attache souvent, en Angleterre surtout, une telle importance à ce que le ciment ait subi l'action de l'air, que l'on emmagasine le ciment en vrac dans des magasins établis sur les chantiers, ce qui exige une dépense notable tant pour la construction des abris que pour la nouvelle mise en sacs qui est nécessaire. On peut dire théoriquement que cette opération est inutile pour de bons ciments, et que pour des ciments avec excès de chaux, on n'est jamais assuré de l'époque où ils seront

devenus d'un emploi sûr ; ces objections sont fondées et il est certain qu'il vaut mieux obtenir immédiatement un produit sans défaut ; mais en pratique, on a constaté bien souvent que des ciments trop frais donnent lieu à des mécomptes et qu'au contraire, des ciments conservés quelque temps, pourvu qu'on les tienne à l'abri de l'humidité et des courants d'air, gagnent en résistance et ont une prise plus lente.

La livraison du ciment s'effectue soit en sacs, soit en barils ; les sacs suffisent très bien tant que l'on n'a pas à craindre une humidité trop grande dans le transport. Les sacs sont fermés par des ficelles portant un plomb à la marque du fabricant ; le nœud doit être disposé de manière qu'on ne puisse retirer la ficelle sans briser le plomb, afin d'éviter toute fraude, quand le ciment est fourni par l'entrepreneur des maçonneries ; dans ce cas également, il est utile de recueillir tous les plombs des sacs employés, pour les détruire.

Les poids des sacs et des barils doivent être, pour la commodité de la livraison et de l'emploi, fixes et déterminés ; pour les barils, il est plus difficile d'arriver à remplir exactement cette condition, et l'on doit inscrire sur chacun l'indication du poids net de ciment qu'il contient.

Les poids en usage dans les usines françaises sont, pour les barils, de 170 à 190 kilogrammes nets, pour les sacs, 50 kilogrammes.

En Angleterre, les poids sont variables suivant les usines, ce qui est un sérieux inconvénient. En Allemagne, le ministère du commerce a adopté pour les barils un poids brut de 180 kilogrammes et un poids net de 170 kilogrammes ; pour les demi-barils, les poids sont 90 et 83 kilogrammes respectivement, et pour les sacs le poids brut est 60 kilogrammes. Le poids de 180 kilogrammes correspond à environ 400 livres anglaises, et trois sacs équivalent à un baril.

Propriétés des ciments à prise lente, dits Portland. —

Les ciments obtenus comme il vient d'être dit, se présentent sous forme de poudres très lourdes, de couleur grise plus ou moins foncée, ayant l'aspect de cendres de foyer; quand on les gâche avec l'eau, ils font prise moins vite que les ciments employés autrefois sous la dénomination générale de ciments romains, et en desséchant, ils acquièrent une dureté bien plus grande que celle de la chaux hydraulique ou des ciments naturels. Le résultat dépend de la précision et du soin apportés dans la fabrication et, d'après les indications données plus haut, il suffit d'une négligence dans l'une des nombreuses opérations auxquelles le ciment est soumis dans sa préparation pour en diminuer la qualité : il importe donc de s'assurer, par des essais complets et suivis, que le ciment à employer remplit toutes les conditions que l'on doit exiger d'un produit aussi coûteux : c'est de lui que dépend la durée des constructions hydrauliques modernes, où l'on se sert presque partout maintenant de maçonnerie de blocage ou de béton, au lieu de pierre de taille.

Moyens de reconnaître la qualité des ciments Portland. — Il serait très commode de pouvoir reconnaître directement la qualité d'un ciment par le seul examen de ses propriétés physiques, sans lui faire subir aucune préparation, comme cela a lieu pour les métaux; l'examen microscopique du ciment donnerait sans doute de bons résultats, surtout pour reconnaître les mélanges que l'on fait parfois, comme par exemple, l'adjonction de laitier de hauts fourneaux pulvérisé pour retarder la prise et augmenter le poids du ciment; mais c'est une opération qui nécessite des appareils délicats et des observateurs exercés et ne peut guère être pratiquée sur des chantiers de travaux. Le poids et la densité du ciment, sa finesse de mouture sont des données plus faciles à obtenir; — l'influence qu'on peut leur attribuer sera examinée en détail.

Les essais chimiques sont, comme l'examen microsco-

pique, des essais de laboratoire, difficiles à faire sur les chantiers ; on a indiqué d'ailleurs plus haut que l'on ne peut compter uniquement sur la détermination de la composition d'un ciment pour juger sa qualité. Toutefois des essais chimiques faits de temps à autre sur des échantillons remis à des laboratoires publics ou privés, ont l'avantage de permettre d'apprécier et de restreindre au besoin les variations de composition qui se produiraient dans des ciments de même provenance. Mais d'une manière générale ces essais sont longs et délicats (*) et ne peuvent être répétés assez souvent pour de grandes fournitures, quand l'on reçoit des cargaisons de 1 000 tonnes et plus, ou que l'on arrive à employer, comme cela s'est présenté pour les travaux du nouveau port de Boulogne, jusqu'à 40 tonnes par jour.

Un seul essai qui paraît assez pratique a été proposé, c'est de déterminer la quantité de chaux libre en faisant passer de l'eau sur un poids connu de ciment placé sur un tamis et recevant le liquide dans une éprouvette graduée ; on sépare ainsi d'une part, les particules trop grosses, qui restent sur le tamis, de l'autre, le ciment, qui se dépose au fond de l'éprouvette et, enfin, la chaux libre, qui flotte au-dessus en une sorte de laitance.

En pratique, d'une manière générale, les essais chimiques ne sont pas spécifiés dans le devis, et avec raison, semble-t-il, puisque la composition des ciments peut varier dans des limites assez étendues. La seule indication que l'on donne parfois, c'est que la proportion de sulfate de chaux doit être très faible ; le devis pour la fourniture des ciments destinés aux travaux du port de Boulogne, par exemple, fixe la proportion maximum à 1 p. 100 en poids.

Les essais chimiques peuvent donc donner des indications utiles, mais ne constituent pas des épreuves faciles à exécu-

(*) Voir le mémoire de MM. Chatoney et Rivot, p. 24.

ter et suffisantes pour déterminer la qualité des ciments; on se borne donc à les indiquer en passant.

Les épreuves principales, adoptées en France dès le commencement de l'emploi des ciments Portland, modifiées plus ou moins après des études prolongées, tant dans notre pays qu'en Angleterre et en Allemagne, consistent dans des essais pratiques, opérés sur le ciment gâché préalablement avec de l'eau et mis ainsi dans les conditions où il doit être employé. On apprécie d'abord le temps de la prise; puis on confectionne avec le mortier de ciment des briquettes de différentes formes dont on apprécie la résistance soit à l'écrasement par compression, soit, ce qui est le cas en général, à l'arrachement par traction. Ces essais sont en usage partout, mais ne sont pas toujours faits de la même manière; ils demandent une étude approfondie.

On est ainsi amené à examiner successivement, d'abord l'influence des propriétés physiques du ciment faciles à constater, le poids et la densité, et la finesse de mouture, puis les diverses questions de détail que soulèvent les essais pratiques en usage, pour déterminer la durée de la prise du ciment et sa résistance, après qu'il a été gâché dans des conditions déterminées.

Poids et densité. — Des ciments fabriqués avec les mêmes matières premières et amenés par la mouture au même degré de finesse, sont d'autant meilleurs qu'ils sont plus lourds; on admet en général que le poids d'un mètre cube ne doit pas être inférieur à 1 300 kilogrammes; il ne dépasse pas en général 1 500 kilogrammes. La détermination de ce poids est une opération délicate, comme pour toutes les matières pulvérulentes, à cause des tassements qui peuvent se produire; le procédé employé pour l'évaluation doit donc être bien uniforme; on le spécifie à l'avance dans le devis. Le remplissage de la mesure adoptée se fait au moyen d'une trémie, d'un entonnoir, d'une planche inclinée ou de toute autre manière, évitant le plus possible

le tassement de la poudre de ciment : il est bon aussi de renouveler plusieurs fois l'opération et de faire une seule pesée pour obtenir le poids moyen. Si l'on veut comparer à ce point de vue plusieurs ciments, on doit d'abord les tamiser pour les amener au même degré de finesse, la présence de particules plus grosses tendant à augmenter le poids d'un volume donné de ciment, mais sans utilité pour la résistance.

Dans les conditions arrêtées pour la fourniture des ciments Portland en Allemagne, le poids ne figure pas ; en Angleterre, on indique en général une limite inférieure, comme en France. C'est une garantie de bonne cuisson du ciment ; mais il est nécessaire de spécifier en même temps la finesse de mouture. Dans ces conditions, on obtient une première indication utile sur la qualité du ciment livré ; cet essai est particulièrement important quand le ciment est fourni par l'entrepreneur qui le met en œuvre et que le dosage est fait au volume ; aussi, pour éviter toute tendance à la fourniture d'un ciment léger, on est arrivé presque partout à doser le ciment au poids, de même qu'il est vendu au poids. On évite encore plus sûrement tout inconvénient de ce genre, en achetant directement le ciment et le fournissant à l'entrepreneur des maçonneries ; c'est un usage général dans les travaux à la mer, où l'on consomme de grandes quantités de ciment et où la solidité et la durée des constructions dépendent entièrement de la qualité de ce produit.

On avait pensé qu'en déterminant la densité du ciment, en même temps que le poids du mètre cube, on obtiendrait des indications utiles sur le degré de division de la matière : la densité est une donnée facile à apprécier avec une approximation suffisante par des procédés simples. Mais les essais exécutés sur des ciments très différents les uns des autres par la qualité, la cuisson et le temps de prise, ont donné les résultats suivants : en Allemagne, on a trouvé des densités variant de 2,99 à 3,08 ; en Angleterre, M. Grant, dans une

série d'essais, a obtenu des chiffres variant de 3,04 à 3,193, et M. Mann, pour les ciments provenant des meilleures usines anglaises, a trouvé une densité moyenne très voisine de 3 ; en tamisant ces mêmes ciments, il a trouvé pour les particules les plus fines une densité variant de 2,97 à 3,06, et pour les plus grosses de 3,08 à 3,13. On peut conclure de là que la densité des ciments est presque constante, ce qui s'explique d'ailleurs par leur composition, qui doit nécessairement varier très peu. La détermination de cet élément n'a donc aucune importance pratique et n'est jamais opérée sur les chantiers. La constance de la densité dans des ciments cuits à des points très différents peut s'expliquer en supposant que la combinaison chimique donnant naissance au ciment s'opère à une température relativement peu élevée ; l'effet de la chaleur serait seulement de diminuer la porosité du produit en rapprochant les molécules, ce qui rend l'action de l'eau plus lente et plus régulière : cette hypothèse semble plausible, mais des expériences nombreuses et suivies seraient nécessaires pour la vérifier.

Finesse de mouture. — La prise du ciment est due, comme on l'a dit déjà, aux parties fines qu'il contient à l'état de poudre impalpable ; les grains qui ont échappé à la mouture n'y contribuent en rien, et jouent simplement le rôle de sable. Cela ressort clairement d'expériences répétées dont on citera un certain nombre, à raison de l'importance du sujet.

MM. Chatoney et Rivot donnent les analyses suivantes :

	CIMENT tamisé.	RÉSIDUS du tamisage écrasés et tamisés.
Chaux..	65,3	62,5
Silice..	20,3	23,3
Alumine.	6,5	8,0
Oxyde de fer..	3,5	4,5
Acide sulfurique.	0,7	0,7
Eau, acide carbonique, etc.	3,7	1,0
	100,0	100,0

Les résistances à la rupture par extension, par centimètre carré, sont données comme il suit :

	CIMENT tamisé.	RÉSIDUS du tamisage écrasés et tamisés.
	kil.	kil.
Après 5 jours.	7,01	6,79
— 1 mois.	13,25	12,45
— 3 mois.	18,10	13,54
— 6 mois.	17,83	16,30
— 8 mois.	15,48	23,44

La composition du ciment passant sur le tamis et de celui fourni par les grains grossiers après broyage est donc presque identique, et les résistances ne varient pas beaucoup.

MM. Scott et Redgrave citent une expérience faite en Allemagne en agitant des échantillons de ciment avec de l'essence de pétrole; les parties fines seules sont mises en suspension dans l'essence : en décantant, et laissant reposer la liqueur dans un vase, ces parties se déposent; les parties plus grossièrement moulues restent dans le premier vase.

L'analyse des deux produits a donné les résultats suivants :

	PARTIE fine.	PARTIE grossièrement moulue.
Chaux	60,1	59,7
Silice	22,7	22,7
Alumine	4,5	6,5
Oxyde de fer	4,3	4,3
Acide sulfurique	0,8	0,8
Magnésie	1,4	1,4
Potasse	1,1	1,4
Soude	0,3	0,3
Eau et acide carbonique	3,6	0,8
Résidu insoluble	1,2	2,1
	100,0	100,0

La partie grossièrement moulue a donc une composition presque identique à celle de la partie fine ; mise en pâte, elle ne montra aucun indice de prise, et après un mois, restait encore à l'état de grains pulvérulents ; on la broya dans un mortier et l'on obtint une poudre fine qui, traitée par l'eau, se comporta comme un ciment de première qualité.

M. Grant, dans son mémoire de 1880, donne les résultats de nombreux essais sur ce point ; nous citerons les suivants :

1° *Expériences de MM. Dyckerhoff.*
(Appendice, n° 27 du mémoire).

	Poids par litre.	Temps de prise.	Résidu passant sur des tamis. De 20 mailles au centimètre.	De 30 mailles au centimètre.	Résistance par centimètre carré de section après. 7 jours.	1 mois.	8 mois.
	gr.	heures.			kil.	kil.	kil.
Ciment A pur..........	1428	10	10,2	78,8	24,8	37,5	49,3
Le même avec 3 parties de sable..............					5,3	12,0	19,8
Le même passé au tamis de 70 mailles au centimètre, pur................	1126	2 1/4			24,3	26,7	34,8
Avec 3 parties de sable...					17,7	23,2	27,9
Ciment B pur.........	1307	1 1/2	1,8	5,3	20,4	26,5	40,5
Avec 3 parties de sable...					7,6	13,2	21,1

2° *Expériences de M. Grant.*
(Appendice n° 38 du mémoire de 1880).

	DENSITÉ.	RÉSISTANCE par centimètre carré de briquettes de ciment au bout de huit jours.
		kil.
Ciment tel qu'il est fourni.......	3,04	41,44
Ciment passé au tamis de 20 fils par centimètre..............	3,04	40,11
Résidu du passage au tamis de 20 fils par centimètre............	2,96	Aucune prise.
Résidu du tamisage écrasé......	3,10	37,38

Extrait de l'appendice n° 47.
(Résistances par centimètre carré au bout de 1 mois.)

BRIQUETTES faites avec 1 partie de ciment et 3 parties de sable.	NUMÉROS DES CIMENTS.			
	6	7	15	15
	kil.	kil.	kil.	kil.
Ciment tel qu'il est livré.	5,39	11,48	4,97	5,88
Ciment passé au tamis de 30 fils par centimètre.	10,01	18,27	9,75	7,70
Ciment passé au tamis de 70 fils par centimètre.	15,26	19,95		25,97
Résistance au bout d'un mois de briquettes de ciment pur tel qu'il est livré. (Pour compaiaison).	51,45	46,55	51,17	46,20

Chaque chiffre représente la moyenne de dix expériences.

Les résultats de ces essais concordent avec les indications que nous avons données ; il est à remarquer toutefois que dans le premier tableau, les chiffres de la résistance du ciment pur non tamisé, sont un peu supérieurs à ceux trouvés pour le ciment pur après tamisage ; ce fait particulier peut s'expliquer d'une manière plausible par la présence des gros grains très durs qui, existant dans le ciment, se trouvent empâtés dans la masse lors de la prise et dont la résistance est mise en jeu dans la rupture ; dès que l'on opère sur des mélanges avec du sable dans les proportions correspondantes à celles de la pratique, on voit apparaître dans toutes les expériences l'avantage considérable d'une mouture fine. On peut avec du ciment fin obtenir, à poids égal, une résistance plus grande, ou employer moins de ciment pour la même quantité de sable : il y a donc avantage à employer du ciment moulu fin, dût-on le payer un peu plus cher, pour couvrir les frais supplémentaires qu'occasionne une mouture soignée, à raison de la dureté très grande des ciments de bonne qualité.

Cette question a une grande importance et il a paru utile de faire à ce sujet quelques expériences nouvelles.

On a pris du ciment de la fourniture courante et on l'a fait passer sur un tamis de 18 mailles par centimètre de longueur ; le poids du mètre cube de ciment était 1 374 kilogrammes, le résidu a été de 138 kilogrammes. On a fait la même opération sur un tamis de 22 mailles au centimètre, le résidu a été de 170 kilogrammes; enfin on a répété l'opération sur un tamis de 30 mailles au centimètre, le résidu a été de 186 kilogrammes.

Les ciments tamisés et les résidus des tamisages ont été analysés, et on a fait avec ces divers produits des essais de résistance à la traction.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

POIDS DU MÈTRE CUBE non tassé.	ÉCHANTILLONS.						
	n° 1 — Ciment non tamisé.	n° 2 — Ciment passé au tamis de 18 mailles.	n° 3 — Ciment passé au tamis de 22 mailles.	n° 4 — Ciment passé au tamis de 30 mailles.	n° 5 — Résidu du 1er tamisage (18 mailles).	n° 6 — Résidu du 2e tamisage (22 mailles).	n° 7 — Résidu du 3e tamisage (30 mailles).
Composition chimique.							
Chaux	59,55	61,55	59,68	60,78	59,87	58,52	59,10
Silice	24,00	23,75	23,75	23,75	23,25	23,75	23,50
Alumine	9,10	8,70	8,89	8,82	9,32	9,73	9,68
Oxyde de fer	3,40	2,05	2,86	2,18	4,18	4,52	4,32
Acide sulfurique	1,20	1,20	1,20	1,10	0,88	0,88	0,90
Magnésie	traces	traces	traces	traces	traces	traces	traces
Eau, acide carbonique, etc.	2,75	2,75	3,62	3,37	2,50	2,60	2,50
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Prise du ciment gâché à l'aiguille Vicat.	heures	heures	heures	heures			
De 300 grammes	9	9	9	9	pas de prise	pas de prise	pas de prise
— 1530 —	14	14	14	14			
Charges par centimètre carré qui ont déterminé la rupture des briquettes faites avec le ciment gâché pur. (Moyenne de 3 expériences).	kil.	kil.	kil.	kil.			
Au bout de 48 heures d'immersion	11,16	11,78	11,90	12,09	pas de cohésion.	pas de cohésion.	pas de cohésion.
Au bout de 5 jours d'immersion	14,75	15,06	15,81	17,98			
Au bout d'un mois d'immersion	27,09	28,09	29,76	31,00			
Charges par centimètre carré qui ont déterminé la rupture des briquettes faites avec un mélange de 1 de ciment pour 2 de sable fin des dunes. (Moyenne de 3 expériences).							
Au bout de 5 jours d'immersion	3,62	4,50	4,62	4,69			
Au bout de 1 mois d'immersion	6,06	6,87	8,00	8,31			
Au bout de 2 mois d'immersion	7,68	9,75	9,37	10,75			

On voit que la composition du ciment passant aux divers tamis et des résidus des tamisages a bien été trouvée presque constante; que les résidus dans leur état brut n'ont donné aucun résultat et que la valeur comparative des ciments tamisés a été trouvée de beaucoup supérieure pour les essais faits avec mélange de sable. Les expériences n'ont pas été répétées avec les résidus écrasés, les résultats sur ce point étant bien établis. En ce qui concerne les résistances du ciment gâché pur, le tableau indique qu'elles iraient en augmentant très peu, mais régulièrement, à mesure que la finesse augmente : ce résultat diffère de ce qui est indiqué plus haut, mais les variations de résistance étant très faibles dans les deux cas, quoique de sens différents, on peut en conclure simplement que la résistance du ciment pur ne change pas sensiblement avec la finesse du tamisage auquel il a été soumis. Les résultats résumés ci-dessus ne font donc que donner une nouvelle force à la conclusion tirée des autres essais cités : la finesse de mouture est une condition très importante pour l'effet utile du ciment, les parties grossières n'ayant aucun effet sur la prise.

Les indications des devis sur ce point sont assez variables : en Allemagne on a adopté un tamis de 30 mailles au centimètre de longueur, soit 900 au centimètre carré, sur lequel il ne doit pas rester plus de 20 p. 100 du ciment ; plusieurs fabriques garantissent que le résidu sera inférieur à 10 p. 100 : quelques-unes vont même plus loin. Une fabrique française indique que son ciment est d'une finesse telle, qu'il passe :

Au tamis de soie.	70 p. 100
A la toile 80.	20 p. 100
Et qu'il reste sur la toile 80. . . .	10 p. 100

Cette finesse de mouture est exceptionnelle : dans le devis des fournitures à faire à Boulogne, le tamis a 18 mailles au centimètre et le résidu doit être inférieur à 10 p. 100. En

Angleterre, on s'est contenté jusqu'à présent du tamis de 20 mailles au plus. Il résulte des expériences faites à Boulogne et indiquées ci-dessus, que pour un ciment livré par une fabrication courante les résidus sur divers tamis ont été les suivants, le poids du ciment étant 1 374 kilogrammes :

Sur un tamis de 18 mailles au centimètre, 138 kilogrammes, soit 10 p. 100.

Sur un tamis de 22 mailles au centimètre, 178 kilogrammes, soit 12 p. 100.

Sur un tamis de 30 mailles au centimètre, 186 kilogrammes, soit 13 p. 100.

Il paraîtrait d'après cela indifférent pour le résultat pratique de spécifier le passage sur tamis de 30 mailles avec un résidu pouvant aller jusqu'à 20 p. 100, ou le passage au tamis de 18 avec un résidu ne devant pas dépasser 10 p. 100. On peut exiger une mouture plus fine ; mais il faut alors accepter une augmentation de prix correspondant au travail supplémentaire qui sera nécessaire, et l'on arriverait ainsi assez vite à un point où la dépense de ce chef compenserait l'emploi d'une quantité moindre de ciment dans les mélanges avec le sable. D'autre part, on a toujours à craindre dans ce cas que la fabrication ne soit dirigée de manière à donner un ciment moins dur pour faciliter la mouture, et d'avoir ainsi un produit d'une moindre résistance : il paraîtrait utile pour compléter les essais relatifs à la finesse de mouture de spécifier que le ciment doit passer entièrement, sans résidu appréciable, sur un tamis déterminé, dont le nombre de mailles serait fixé par exemple à 225 par centimètre carré, soit 15 par centimètre de longueur.

Insuffisance des essais directs. — Les essais que l'on peut opérer directement en pratique sur le ciment tel qu'il est livré, sans lui faire subir aucune préparation, se bornent à reconnaître d'une part le poids d'un volume déter-

miné dans des conditions bien fixes, de l'autre, le degré de finesse, par le passage d'un poids donné de ciment sur un tamis d'un certain écartement de mailles. La première épreuve n'est pas admise par tout le monde, et on ne peut y avoir recours pour la comparaison de ciments de provenances différentes; la seconde a une grande importance pour l'effet utile à obtenir d'un poids donné de ciment mélangé avec du sable, mais, employée seule, elle serait trompeuse, puisqu'elle conduirait à accepter de préférence des ciments peu cuits qui, par leur dureté moindre, se prêtent mieux à un broyage complet.

On a donc été conduit, dès que l'usage du ciment s'est développé, à opérer des essais pratiques consistant à faire subir à des échantillons pris dans les livraisons opérées, des manipulations analogues à celles usitées dans l'emploi et à reconnaître les propriétés du ciment sous cette forme.

Essais pratiques. — Indications générales. — Les essais pratiques se font en prenant une certaine quantité du ciment à essayer et en le gâchant avec de l'eau; on détermine d'une part la durée de la prise, et d'autre part on moule le ciment, soit pur, soit mélangé de sable, sous diverses formes et l'on essaye, dans des appareils spéciaux, la résistance à l'écrasement ou plus souvent à l'arrachement après un temps plus ou moins long.

Le ciment est donc soumis à de nombreuses opérations: gâchage, moulage, conservation plus ou moins prolongée, écrasement par compression ou arrachement par traction: si l'on veut obtenir des résultats ayant quelque exactitude, si l'on veut surtout pouvoir les comparer entre eux, il faut prendre les plus grandes précautions et avoir des règles fixes que l'on observe rigoureusement.

Une première opération, commune à tous les essais, c'est le prélèvement, sur la fourniture faite, de l'échantillon de ciment que l'on soumettra aux essais. On ouvre au hasard quelques sacs ou barils au fur et à mesure de la

TEMPS de prise.	RÉSISTANCE A LA TRACTION par centimètre carré. — BRIQUETTES COMPOSÉES de 1 ciment pour 3 de sable. à 28 jours.	à 12 mois.	
	kil.	kil.	
30 minutes	14,7	28,6	
10 heures	14,4	25,5	
10 minutes	10,5	25,7	
1 heure	12,7	22,1	
20 minutes	13,9	32,1	Le même ciment rendu à prise lente par la conservation en magasin.
7 heures	17,3	32,3	
5 heures	19,6	32,4	
30 minutes	14,7	28,6	
10 heures	17,1	28,3	
45 minutes	10,8	25,3	
11 heures	16,5	27,2	

D'après ces résultats, il est possible, sans inconvénient pour la résistance ultérieure du ciment, de demander que sa prise ne soit pas trop lente dans certaines circonstances où cette condition a de l'importance.

Le ciment à prise lente ne doit pas s'échauffer sensiblement pendant la prise; au contraire, les ciments à prise rapide dégagent, en général, de la chaleur. La variation de volume des ciments à prise lente doit également être très faible.

Pour étudier la marche du durcissement, on met souvent dans l'eau le gâteau de ciment qui a servi à faire l'observation de la durée de la prise ; il ne doit jamais se produire sur les bords, aucune boursouflure ou déchirure, ce qui indiquerait que le ciment perd la cohésion primitivement acquise. On se contente quelquefois de faire les mêmes observations sur les briquettes destinées aux essais par traction; enfin on peut couler une plaque de ciment sur une tuile bien imbibée d'eau, l'immerger après la prise et observer si le ciment garde bien son adhérence pour la brique. Si ces essais donnent de mauvais résultats, le ciment ne peut être accepté; il contient un excès de chaux

libre qui foisonne en s'éteignant, et causerait de graves accidents dans les maçonneries.

Essais à l'écrasement. — Comme dans les maçonneries les mortiers résistent surtout à des effets de compression, il paraîtrait naturel, pour compléter les essais sur le ciment gâché, de le mouler sous des formes et avec des dimensions déterminées, de laisser la prise s'opérer, puis au bout d'un temps fixé, d'essayer la résistance à l'écrasement. Mais cette opération nécessite une presse hydraulique, d'une installation encombrante et d'un prix élevé, qu'il est difficile d'avoir sur un chantier de travaux; les résultats varient avec la forme et les dimensions des moules, et il est très difficile de les obtenir exacts, car le moindre porte à faux empêche la répartition égale de la pression, qui alors s'effectue sur quelques points seulement et produit la rupture par clivage et non par écrasement. Si l'on veut faire des expériences avec des mortiers, et non avec le ciment pur, cet inconvénient est encore plus marqué par suite de la présence des grains de sable sur la surface de contact.

Il faut bien remarquer d'ailleurs que le but des essais est uniquement de permettre de reconnaître la qualité du ciment et non de donner une mesure exacte de sa résistance. Les essais à l'arrachement par traction donnent, quand on prend les précautions nécessaires, des résultats bien plus réguliers que ceux à l'écrasement par compression; ils se font au moyen d'appareils simples; enfin il résulte des expériences faites pour comparer les deux résistances qu'il existe entre elles une corrélation variable, suivant les circonstances, entre des limites assez étendues, mais suffisantes pour les besoins de la pratique; il ne s'agit pas en effet dans les essais de recueillir des données scientifiques, mais de reconnaître si le produit fourni est bien de la qualité voulue.

Essais à l'arrachement. — Composition des briquettes.

d'avoir à laisser écouler une période aussi longue avant d'accepter ou de refuser une livraison, lors même qu'on dispose de magasins assez vastes pour garder le ciment quelques semaines avant l'emploi : aussi admet-on, même en Allemagne, l'essai à 7 jours avec le ciment pur, quand il ne s'agit plus que de contrôler la régularité de la qualité d'une fourniture ; c'est aussi l'essai adopté presque exclusivement en Angleterre. En France, l'essai avec le ciment pur est généralement admis, mais l'âge des briquettes au moment du cassage varie : à Boulogne, en particulier, les cahiers des charges stipulent depuis longtemps une casse à 48 heures (2 jours) et une casse à 120 heures (5 jours) ; la seconde est la plus importante et correspond à l'essai à 7 jours des Anglais et des Allemands ; la première a de l'intérêt à cause des conditions spéciales où le mortier est employé dans les maçonneries construites à la marée ; mais cet essai seul serait insuffisant et il faut le considérer surtout comme un renseignement utile sur la marche du durcissement du ciment. Dans les conditions ordinaires des travaux, il paraît suffisant, dans un devis de fourniture de ciment Portland, de stipuler un essai à 5 ou 7 jours sur des briquettes de ciment pur, quand l'on a d'autre part spécifié une finesse de mouture suffisante : il est bon toutefois de faire simultanément, à titre de renseignements, des essais avec le sable employé dans les maçonneries, en cassant les briquettes à 28 jours. On peut adopter la proportion de 3 de sable pour 1 de ciment, admise en Allemagne, pour pouvoir faire des comparaisons, mais au point de vue pratique, il semblerait meilleur de composer les briquettes avec les proportions de sable et de ciment en usage dans les mortiers mis en œuvre sur les chantiers. On obtiendrait également un renseignement utile en faisant des essais avec du ciment pur, après passage au tamis spécifié au devis.

Formes et dimensions des briquettes. — Les briquettes

que l'on confectionne pour les soumettre aux essais sont de petits prismes dont la section droite reçoit diverses formes ; mais elles présentent toujours, outre une partie centrale ayant la section dont on veut déterminer la résistance, deux parties élargies disposées de manière à se prêter à l'application de mâchoires qui maintiennent les briquettes pendant qu'elles sont soumises aux efforts croissants devant amener la rupture. Le raccordement des deux parties doit s'effectuer sans angles trop vifs, pour ne pas causer un affaiblissement local de la résistance : il faut d'autre part éviter les courbes d'un rayon trop grand, parce que les mâchoires n'auraient plus une prise suffisante et laisseraient glisser les briquettes.

En France, la forme est en général celle d'un double T, avec des pans coupés formant épaulement et raccordant le corps de la briquette avec les bourrelets des extrémités. En Angleterre et en Allemagne, on adopte souvent des sections courbes et en particulier une forme analogue à celle d'un rail à double champignon.

La section de rupture, en France, est un carré de $0^{m},04$ de côté, la surface est donc de $0^{m2},16$.

En Allemagne, on a diminué beaucoup la section de rupture; elle n'est que de 5 centimètres carrés, soit $2^{c},25$ sur $2^{c},22$.

En Angleterre, on a employé longtemps une section carrée de 1 pouce $\frac{1}{4}$ de côté, ce qui donnait une surface de 2 pouces carrés $\frac{1}{4}$, équivalente à $16^{c2},13$ ou presque exactement à la surface des briquettes usitées en France. On emploie actuellement aussi une section carrée de 1 pouce seulement de côté, ayant une surface de 1 pouce carré, soit $6^{cq},45$, et se rapprochant ainsi de la briquette type usitée en Allemagne.

Il résulte des expériences comparatives faites avec les

briquettes des divers types que la résistance à l'arrachement par unité de surface varie avec la forme des briquettes, et aussi avec les dimensions de la section de rupture, mais que les briquettes de faible section donnent des résultats aussi réguliers que celles à section plus forte ; elles exigent moins de ciment, dans la proportion de 1 à 5 à peu près ; elles sont d'un maniement plus facile ; demandent moins d'espace ; exigent pour leur rupture une machine moins forte et par conséquent plus maniable et moins coûteuse : il faut seulement apporter dans la confection de ces briquettes un soin tout particulier, la présence d'un défaut quelconque à la section de rupture ayant relativement une plus grande importance que pour les briquettes de dimensions plus fortes.

Confection et conservation des briquettes. — Le ciment destiné à la confection des briquettes, qu'il soit employé pur ou avec un mélange de sable, doit être gâché avec la moindre quantité d'eau possible : les résultats obtenus sont plus élevés de cette manière. Afin d'assurer la régularité des essais, on pèse souvent la quantité d'eau employée ; il faut aussi dans ce but opérer à une température constante, de 15 à 18 degrés centigrades : si la température s'élève, il est nécessaire d'employer un peu plus d'eau.

On mélange d'abord le ciment et le sable s'il y a lieu, puis le mortier est fait en ajoutant la quantité d'eau strictement nécessaire sur un établi ou dans une auge placée sur un support solide : le mélange est fait à la truelle et la masse est travaillée jusqu'à ce qu'elle soit bien homogène et amenée à l'état de pâte ferme.

Pour dix briquettes du type le plus grand (16 centimètres carrés), on emploie dans les essais de ciment pur, environ 7 500 grammes de ciment, et pour dix briquettes du plus petit modèle (5 centimètres carrés), il faut seulement 1 500 grammes. Dans les essais avec sable en Allemagne, ... les briquettes du type réduit, il suffit, pour en faire

dix, de 500 grammes de ciment, 1 500 grammes de sable et 200 grammes d'eau.

Le ciment ou le mortier, amenés par le gâchage à l'état de mélange bien homogène, sont mis dans des moules ayant en creux la forme des briquettes ; on dispose en général maintenant ces moules de manière à faire à la fois plusieurs briquettes : ils sont alors formés de deux barres en fer ou mieux en bronze, réunies à leurs deux extrémités par des tiges filetées munies d'écrous, et entre lesquelles s'intercalent des pièces de la forme voulue pour dessiner la place de chaque briquette. Le démoulage s'obtient très facilement, dès que la prise a eu lieu, en desserrant les écrous, puis enlevant les barres supérieures et inférieures, et enfin les pièces intermédiaires : on facilite l'enlèvement des moules en mouillant les pièces avec un peu d'eau de savon, mais il ne faut pas employer l'huile, qui pourrait empêcher le contact ultérieur de l'eau avec la briquette, si elle était en excès.

Le remplissage des moules a une grande importance parce que la densité des briquettes en dépend ; cette opération influe donc sur la résistance et doit être faite, autant que possible, toujours par le même ouvrier.

On fait en général les briquettes en posant les moules sur une table revêtue d'ardoise ou de marbre, ou bien sur une plaque métallique : on emploie alors de 200 à 275 grammes d'eau pour 100 grammes de ciment. Les moules sont remplis de la matière préparée, que l'on tasse avec une spatule, ou bien en frappant sur le moule avec une petite truelle en fer pesant de 150 à 200 grammes : on continue assez longtemps pour arriver à expulser toutes les bulles d'air et obtenir une masse bien homogène ; on enlève le mortier en excès qui dépasse les bords du moule avec un instrument tranchant, et l'on démoule avec précaution quand la prise est suffisante. Pour éviter une dessiccation trop brusque de la face inférieure de la briquette

qui est en contact avec la plaque de support, on interpose quelquefois des feuilles de papier à filtre mouillées.

Dans le cas d'essai avec le ciment pur, on emploie souvent en Allemagne un procédé différent qui consiste à faire les briquettes sur une aire en plâtre qui absorbe immédiatement l'eau ; il faut alors employer l'eau dans la proportion d'un tiers du poids du ciment : l'excès d'eau est enlevé par la plaque de plâtre, et le produit obtenu est plus dense. On verse la matière dans le moule, on fait partir les bulles d'air en frappant sur les bords ; quand la surface a été lissée et a subi une légère dessiccation, on retourne le moule pour que la partie supérieure soit aussi soumise à l'absorption ; la matière, en s'épaississant, ne remplissant plus la forme, on ajoute un peu de ciment ; on le lisse à la surface quand il commence à durcir et on enlève le moule doucement, en le frappant légèrement, s'il est nécessaire, pour détacher ses parois des faces latérales de la briquette.

On dit en faveur de ce procédé qu'il met le ciment dans les conditions de l'emploi ; mais on doit observer que dans la pratique des maçonneries, on a soin que les matériaux, pierres, briques ou cailloux, soient mouillés fortement avant l'emploi ; la fabrication ordinaire des briquettes paraît donc très suffisante et l'usage d'une plaque absorbante en plâtre n'a pas d'avantage, tout en étant d'une pratique délicate. Les briquettes obtenues sont plus résistantes, mais le ciment livré n'en est pas meilleur ; le but à atteindre dans les essais est d'avoir des résultats comparables, obtenus par des procédés aussi simples que possible, et non d'avoir des chiffres très élevés pour les résistances constatées.

Après le remplissage des moules, on indique sur chaque briquette la date de sa fabrication au moyen d'une pointe, ou l'on y attache un numéro d'ordre en métal.

Les briquettes, après leur confection, sont en général laissées à l'air jusqu'à ce que le démoulage puisse avoir

lieu : quelquefois on les laisse encore à l'air pendant une période de temps déterminée, fixée en Allemagne à 24 heures. On les immerge ensuite dans des cuves ou bacs contenant de l'eau que l'on renouvelle de temps à autre : les briquettes conservées dans l'eau acquièrent une résistance plus forte que celles qui seraient gardées simplement à l'air, le durcissement étant favorisé par l'humidité. Quand le ciment doit être employé à la mer, le mortier sur les chantiers sera en général fabriqué à l'eau de mer : on fait alors de même pour les briquettes et on les immerge aussi dans l'eau de mer ; quelquefois même, pour des essais relatifs à des bétons à couler directement en mer dans des sacs, on a voulu se rapprocher, dans les essais, des conditions de l'emploi en plongeant dans l'eau les briquettes avec leur moule dès leur confection, les retirant après la prise pour démouler, et les remettant ensuite dans l'eau jusqu'au moment de l'essai.

La température de la chambre où sont les bacs doit être peu variable : on la maintient autant que possible entre 15 et 18 degrés centigrades en chauffant au besoin le laboratoire : il faut un bâtiment bien clos, dont les parois soient en maçonnerie ou en charpente à double revêtement en planches ; avec ces précautions et si les bacs, de plus, sont couverts, la température n'éprouvera pas de changements pouvant affecter le résultat des expériences.

Cassage des briquettes. — Lorsque le temps pendant lequel les briquettes doivent être conservées s'est écoulé, on les sort des bacs où elles étaient placées et on les soumet à un effort de traction jusqu'à ce qu'elles se rompent. Les machines construites pour ces essais sont de bien des types : on se bornera à indiquer les principes d'après lesquels sont établies les principales d'entre elles.

Les machines employées le plus généralement consistent en un levier simple, analogue à une balance romaine : la briquette est fixée au petit bras du levier, l'effort est

appliqué au grand bras; il est nécessaire de prendre beaucoup de soins dans la mise en place des briquettes pour éviter des effets de torsion qui tendent à se produire.

La machine adoptée par le laboratoire de l'École des Ponts et Chaussées est de ce type. La machine employée en Allemagne pour les briquettes de 5 centimètres carrés comporte l'emploi d'un double levier et assure une meilleure direction à l'effort exercé sur la briquette, mais pour des briquettes de 16 centimètres carrés, qui nécessitent des efforts bien plus considérables, ce type de machines est trop délicat et le type à levier simple est généralement employé.

La charge est produite soit par des poids, soit par de la grenaille de plomb, soit par de l'eau ou même par du mercure; pour des essais de chantiers, les poids sont préférables par leur simplicité, les autres systèmes nécessitent ou une double pesée, ou des combinaisons d'une certaine complication applicables seulement dans un laboratoire de recherches. On arrive d'ailleurs à une précision très suffisante avec la machine à levier, en combinant l'application de la charge comme cela a lieu dans la machine du type de l'École des Ponts et Chaussées. Le grand bras de levier porte un poids mobile commandé par une vis sans fin, ce qui permet d'appliquer la charge progressivement; quand il est au bout de sa course, on soutient le fléau, on ramène le poids à l'origine et on place, dans le plateau suspendu à l'extrémité du grand bras, un poids donnant une charge équivalente à celle produite par le poids mobile à la fin de sa course; on reçommence ensuite à faire mouvoir le curseur, et ainsi de suite jusqu'à rupture de la briquette en expérience.

On a également construit des machines où l'effort est produit par une vis agissant directement et où la tension, au moment de la rupture, est indiquée automatiquement sur un cadran par une aiguille mue par l'intermédiaire de

glycérine soumise à l'action de la vis; avec cette machine on obtient très vite la rupture et on n'a qu'à lire le résultat sur le cadran.

On a remplacé presque partout par une de ces machines le premier appareil employé, qui consistait simplement en un plateau qui était suspendu à la partie inférieure de la briquette maintenue par le haut, puis chargé de poids jusqu'à rupture : l'appréciation de la résistance était nécessairement assez grossière, et l'application brusque des surcharges était une cause de rupture plus prompte qu'avec les machines à surcharge progressivement croissante.

La machine employée peut être d'un type quelconque, pourvu qu'elle soit simple et d'un maniement facile; mais pour une même fourniture, il faut avoir toujours la même machine et opérer de la même manière; les résultats varient en effet suivant le type de machine et les circonstances de l'application de la charge.

Une autre condition importante pour la régularité des essais, commune à toutes les machines, c'est la forme des mâchoires employées pour tenir les briquettes. Il faut que ces mâchoires transmettent l'effort le plus directement possible et sans causer d'effet de torsion. Bien des formes ont été essayées, et celles qui réussissent le mieux sont, non pas celles qui embrassent complètement la briquette en suivant tous ses contours, mais celles qui viennent seulement la saisir au-dessus et au-dessous de la section de rupture par deux pinces aux extrémités arrondies : la pression est transmise ainsi très régulièrement. La mâchoire supérieure doit être attachée à la partie mobile de la machine par un système lui permettant une grande liberté de mouvement, et la mâchoire inférieure est munie d'une vis d'ajustage qui permet de la soulever ou de l'abaisser pour mettre exactement la briquette en place avant de commencer l'opération.

Les résultats des essais, ainsi que toutes les circonstances

particulières qui peuvent se présenter, sont notés sur un registre spécial. Pour obtenir dans les essais des résultats bien certains, il est bon de faire pour chaque expérience plusieurs briquettes et de prendre la moyenne des résistances; il est aussi utile de communiquer au fournisseur les résultats, lors même qu'ils sont dans les conditions exigées : il est ainsi tenu au courant des variations qui peuvent se produire et est en mesure d'en rechercher immédiatement les causes et d'y remédier, s'il y a lieu. On doit aussi garder quelque temps les briquettes cassées avec l'indication de la résistance trouvée, de manière à pouvoir les soumettre au besoin à un examen ultérieur.

Résultats obtenus par les essais de résistance. — Les essais pratiques que l'on vient de décrire ont été appliqués à l'étude des propriétés des ciments Portland et des diverses conditions d'emploi de ces produits : certains points ont été établis d'une manière complète et sont généralement admis, d'autres sont l'objet d'appréciations diverses. Il ne sera pas inutile de rappeler les principaux résultats obtenus par divers expérimentateurs, tout en indiquant spécialement les expériences faites plusieurs années au laboratoire de Boulogne.

Résultats d'essais sur l'emploi de l'eau douce ou de l'eau de mer.

BRIQUETTES DE CIMENT PUR.	GACHÉES A L'EAU (*)		GACHÉES A L'EAU (**)	
	douce.	salée.	douce.	salée.
Résistance à la rupture par traction au bout de :	k.	k.	k.	k.
7 jours	28,16	29,04	25,91	28,17
28 jours	34,76	36,96	33,73	36,15
2 mois	36,08	40,04		
5 mois	40,72	41,80		

(*) Extrait du mémoire de M. Grant, de 1865.
(**) Extrait de la discussion à la Société des Ingénieurs civils de Londres en 1880. Les chiffres indiqués sont les moyennes de ceux du tableau donné par M. Dyce Cay.

L'effet de l'emploi de l'eau de mer au lieu d'eau douce pour la fabrication des briquettes de ciment est donc, d'après ces essais, de leur donner une résistance un peu supérieure. On admet en général d'autre part que la prise est un peu retardée par l'emploi de l'eau de mer : cet effet ne serait donc que temporaire, puisqu'à sept jours les résistances des briquettes faites avec de l'eau de mer sont déjà supérieures. Des expériences plus complètes sur ce point seraient utiles pour suivre de près les effets obtenus ; on pourrait également étudier comparativement des briquettes de ciment pur et de divers mortiers faites d'une part avec de l'eau douce, de l'autre avec de l'eau salée, et immergées également dans l'eau douce ou salée, pour examiner l'influence de ces circonstances sur les résistances.

Résultats d'essais sur la conservation des briquettes à l'air ou dans l'eau. — Il est reconnu d'une manière générale que la résistance des mortiers de ciment augmente quand ils sont immergés au lieu d'être laissés à l'air : des expériences complètes sur ce point seraient utiles pour déterminer dans quelles limites cet effet se produit et s'il est durable, ou s'applique seulement à la première période du durcissement.

Résultats d'essais sur l'effet de la nature et de la proportion du sable employé avec le ciment. — On a fait de nombreuses expériences au sujet de l'effet de la nature et de la proportion du sable employé avec le ciment ; nous donnons seulement ici les résultats d'une étude faite en 1878-80, au laboratoire de Boulogne, sur différents ciments, avec diverses proportions de sable fin des dunes ou de gros sable de la plage, appelé gravier dans le pays. Ces essais peuvent être considérés comme le complément de l'étude faite dans la note insérée aux *Annales* de 1865 (*).

(*) Note sur les qualités à rechercher dans le ciment de Portland et sur les meilleures conditions de son emploi, par M. Leblanc, ingénieur des Ponts et Chaussées.

Ciment n° 1. Résistance à la rupture par traction (par centimètre carré).

TEMPS ÉCOULÉ depuis la fabrication des briquettes.	CIMENT pur.	COMPOSITION DES BRIQUETTES. De gros sable (dit gravier) avec les poids de ciment ci-après.					De sable fin (sable de dunes) avec les poids de ciment ci-après.				
		1m,10	1m,10	1m,05	1m,00	1m,00	1m,10	1m,10	1m,05	1m,00	1m,00
		335 kil.	350 kil.	400 kil.	450 kil.	500 kil.	335 kil.	350 kil.	400 kil.	450 kil.	500 kil.
	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.
5 jours. . . .	9,56	1,94	2,00	2,94	3,25	4,19	1,56	1,75	2,06	2,19	2,31
1 mois. . . .	22,94	4,25	5,19	5,50	6,88	8,13	2,31	2,06	2,94	4,38	5,81
3 mois. . . .	26,44	6,25	7,25	8,13	9,06	10,19	3,13	3,50	4,38	6,06	6,75
6 mois. . . .	24,38	7,19	8,00	9,38	10,00	11,44	3,94	5,13	6,75	7,69	9,56
9 mois. . . .	30,00	8,25	8,88	10,19	11,06	12,69	6,44	5,63	7,06	8,13	10,44
1 an.	29,19	8,13	9,81	11,25	12,69	14,88	6,88	7,06	9,25	9,81	11,06
15 mois. . . .	28,94	8,69	10,63	12,00	13,88	15,50	7,19	8,25	10,13	10,44	11,19
18 mois. . . .	29,06	9,00	10,94	12,25	13,44	15,75	7,50	8,56	10,44	10,94	11,31
21 mois. . . .	22,62	8,50	9,00	10,88	15,13	16,38	7,25	8,56	10,56	10,75	11,69
2 ans. . . .	18,75	8,88	9,44	11,69	16,00	17,38	7,88	8,44	10,69	10,94	11,94

NOTA. — Chaque chiffre représente la moyenne de 3 essais.

Ciment nº 2. Résistance à la rupture par traction (par centimètre carré).

TEMPS ÉCOULÉ depuis la fabrication des briquettes.	COMPOSITION DES BRIQUETTES.										
	CIMENT pur.	1m,10	1m,10	1m,05	1m,00	1m,00	1m,10	1m,10	1m,05	1m,00	1m,00
		De gros sable (dit gravier) avec les poids de ciment ci-après.					De sable fin (sable des dunes) avec les poids de ciment ci-après.				
		335 kil.	350 kil.	400 kil.	450 kil.	500 kil.	335 kil.	350 kil.	400 kil.	450 kil.	500 kil.
	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.
3 jours. . . .	12,06	1,94	2,00	3,00	3,44	4,38	1,75	2,00	2,38	2,50	2,63
1 mois. . . .	22,50	4,38	5,44	6,06	7,06	8,56	2,38	2,06	3,00	3,75	5,63
3 mois. . . .	26,88	6,13	6,75	7,94	9,06	10,44	3,31	3,50	4,25	5,75	6,88
6 mois. . . .	25,81	7,06	7,94	9,38	10,19	11,44	4,38	5,63	6,56	7,50	9,88
9 mois. . . .	31,69	8,13	9,38	10,19	10,75	12,69	6,06	5,81	7,00	7,81	10,31
1 an.	29,56	7,69	9,50	11,44	11,88	14,81	6,88	7,06	8,94	10,13	10,75
15 mois. . . .	28,75	8,44	10,44	12,19	12,19	15,38	7,13	7,94	10,00	10,44	11,06
18 mois. . . .	29,00	8,75	10,56	12,25	12,13	15,75	7,44	8,50	10,38	10,88	11,31
21 mois. . . .	27,50	8,63	9,19	11,00	11,00	14,56	7,50	8,63	10,63	10,65	11,44
2 ans. . . .	19,06	8,69	9,31	12,06	15,19	16,63	7,94	8,44	10,56	10,75	11,94

NOTA. — Chaque chiffre représente la moyenne de 3 essais.

Ciment nº 3. Résistance à la rupture par traction (par centimètre carré).

TEMPS ÉCOULÉ depuis la fabrication des briquettes.	COMPOSITION DES BRIQUETTES.										
	CIMENT pur.	1^m,10	1^m,10	1^m,05	1^m,00	1^m,00	1^m,10	1^m,10	1^m,05	1^m,00	1^m,00
		De gros sable (dit gravier) avec les poids de ciment ci-après.					De sable fin (sable des dunes) avec les poids de ciment ci-après.				
		335 kil.	350 kil.	400 kil.	450 kil.	500 kil.	335 kil.	350 kil.	400 kil.	450 kil.	500 kil.
	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.
5 jours. . . .	27,94	3,56	4,19	4,38	6,88	6,88	2,50	2,38	2,94	3,63	4,25
1 mois.	30,63	6,06	8,56	8,13	10,63	12,00	3,31	4,38	5,00	7,06	8,13
3 mois.	41,88	7,69	9,38	11,44	11,88	15,00	6,06	5,63	6,44	8,13	9,56
6 mois.	39,56	10,63	13,31	13,94	14,19	18,94	6,88	7,06	7,31	10,63	11,56
9 mois.	42,94	11,63	13,94	14,81	15,63	20,19	7,94	7,38	8,31	11,88	13,13
1 an.	25,19	9,81	10,63	18,56	16,69	20,94	8,06	7,81	8,38	12,94	13,94
15 mois. . . .	20,81	10,63	11,44	12,31	14,38	21,25	8,25	8,31	8,69	14,81	15,13
18 mois. . . .	23,00	12,69	15,00	13,63	16,25	18,00	8,63	8,81	9,13	14,88	15,51
21 mois. . . .	19,13	11,13	11,81	12,50	16,81	18,31	8,38	9,00	9,19	9,06	9,31
2 ans.	16,38	10,81	11,88	12,75	17,19	18,94	9,13	9,13	9,50	9,31	9,63

NOTA. — Chaque chiffre représente la moyenne de 3 essais.

Ciment n° 4. Résistance à la rupture par traction (par centimètre carré).

TEMPS ÉCOULÉ depuis la fabrication des briquettes.	COMPOSITION DES BRIQUETTES.										
	CIMENT pur.	$1^m,10$	$1^m,10$	$1^m,05$	$1^m,00$	$1^m,00$	$1^m,10$	$1^m,10$	$1^m,05$	$1^m,00$	$1^m,00$
		De gros sable (dit gravier) avec les poids de ciment ci-après.					De sable fin (sable des dunes) avec les poids de ciment ci-après.				
		335 kil.	350 kil.	400 kil.	450 kil.	500 kil.	335 kil.	350 kil.	400 kil.	450 kil.	500 kil.
	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.
5 jours. . . .	15,63	1,94	2,06	2,69	3,63	3,94	1,44	1,65	1,81	1,88	2,19
1 mois. . . .	26,88	6,88	7,69	7,81	8,75	8,94	2,69	3,00	3,63	5.63	6,06
3 mois. . . .	36,69	7,31	8,63	8,81	10,31	11,38	3,25	4,50	5,75	6,31	7,44
6 mois. . . .	34,19	7,94	10,31	11,75	12,06	11,94	5,50	6,38	7,31	9,13	8,38
9 mois. . . .	36,44	8,25	10,44	11,88	12,00	12,31	6,06	6,81	7,88	9,19	10,19
1 an.	34,19	8,88	10,44	12,13	12,19	15,81	7,44	8,63	9,19	9,69	10,38
15 mois. . . .	1894	8,75	10,00	12,13	12,63	15,38	7,69	8,81	9,51	10,19	10,75
18 mois. . . .	26,06	11,88	13,31	13,13	16,88	17,31	8,19	8,94	9,38	12,50	13,00
21 mois. . . .	18,94	8,94	11,25	13,19	17,44	17,91	8,00	9,00	9,38	12,69	14,00
2 ans. . . .	18,94	12,25	12,50	13,13	15,81	18,19	7,56	9,38	9,38	12,69	13,15

NOTA. — Chaque chiffre représente la moyenne de 3 essais.

Les résultats de ces essais ayant un certain intérêt, à raison de la période de deux années pendant laquelle ils ont été prolongés, ont été représentés graphiquement sur la feuille de dessin jointe à cette étude (*). Les résultats, en ce qui concerne la variation de la résistance avec l'âge des briquettes, ont assez d'importance pour qu'il soit utile de la discuter séparément, comme on le fera à l'article suivant.

D'autres essais ont encore été faits pour se rendre compte de l'influence de la nature de deux sables, fins tous les deux, mais l'un très pur, provenant des dunes, et l'autre un peu argileux provenant des carrières ouvertes au sommet de la falaise pour l'exploitation des pierres nécessaires aux travaux de la digue en construction : les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Résistance à la rupture par traction (par centimètre carré)

De briquettes faites avec un mètre cube de sable des dunes et les proportions de ciment ci-après :

	220 KILOG.	275 KILOG.	335 KILOG.	400 KILOG.
	k.	k.	k.	k.
A 1 mois........	1,20	2,06	2,35	2,60
A 3 mois........	1,83	2,47	3,56	4,21

2° De briquettes faites avec un mètre cube de sable des carrières du Portel et les proportions de ciment ci-après :

	220 KILOG.	275 KILOG.	335 KILOG.	400 KILOG.
	k.	k.	k.	k.
A 1 mois........	1,25	2,25	2,40	2,62
A 3 mois........	1,70	2,40	3,56	4,16

Les résultats sont pratiquement les mêmes ; toutefois, on peut remarquer qu'à 1 mois, le sable légèrement argileux

(*) Voir la planche n° 13.

donne une résistance un peu plus forte, tandis qu'à 3 mois il donne une résistance moindre; il semblerait donc produire une amélioration momentanée du durcissement. En comparant les résultats donnés dans les quatre tableaux donnés plus haut, d'une part avec le sable fin des dunes, de l'autre avec le gros sable, appelé gravier à Boulogne, on constate l'influence considérable de la grosseur du sable pour augmenter la résistance des mortiers : les essais que l'on vient de citer concordent bien avec ces indications, puisque les sables ont le même degré de finesse et donnent les mêmes résultats.

Des expériences ont enfin été faites sur des mortiers et des mélanges à sec, faits avec du sable fin pris sur la plage, mis dans des sacs en toile et jetés à la mer immédiatement après leur fabrication. Le tableau ci-après en donne les résultats : les sacs immergés à la mer ont été retirés au bout d'un mois et l'on a découpé des briquettes d'essai dans la masse contenue à l'intérieur; d'autre part, des essais ont été faits au laboratoire sur des briquettes ayant des compositions identiques, que l'on a immergées dans les bacs remplis d'eau de mer et cassées au bout de 1 mois.

Résistance à la rupture par traction au bout d'un mois (par centimètre carré).

	1 MÈTRE CUBE DE SABLE FIN DE LA PLAGE POUR LES PROPORTIONS DE CIMENT CI-APRÈS (*) :			
	220 kil.	275 kil.	335 kil.	400 kil.
1° Mortiers immergés à la mer dans des sacs.	(**)	k. 1,81	k. 2,69	k. 3,00
2° Mélanges à sec mis dans des sacs et immergés à la mer. . . .	(**)	(***)	(****)	1,81
3° Mortiers immergés dans des bacs au laboratoire (pour comparaison).	1,56	2,18	4,62	5,60

(*) Ces proportions équivalent à peu près à 1/6, 1/5, 1/4 et 2/7. Le poids du mètre cube du sable mesuré comme celui du ciment étant de 1360 kilogrammes, à peu près égal à celui-ci.
(**) Cet échantillon n'avait aucune consistance ; le mortier a été retiré en morceaux.
(***) Cet échantillon avait fait prise, mais on n'a pu découper de briquettes dans la masse contenue dans le sac.
(****) Cet échantillon présente un aspect poreux, mais la prise a été suffisante.

Résultats d'essais sur l'influence de l'âge des briquettes. — Une question très importante relative à l'emploi du ciment est celle de la marche du durcissement après la prise. Pour l'étudier, on casse des briquettes après un temps, plus ou moins long, écoulé depuis leur fabrication. Sans reprendre en détail tous les chiffres des tableaux d'expériences résultant des essais faits à Boulogne, on en rappelle ci-après les résultats les plus saillants, au point de vue de la variation de la résistance, avec l'âge des briquettes soumises à la rupture.

Résistance à la rupture par traction (par centimètre carré).

1° Briquette de ciment pur.

	A 1 MOIS.	A 1 AN.	A 2 ANS.	MAXIMUM.
	k.	k.	k.	k.
Ciment n° 1.	22,94	29,19	18,75	29,19 à 1 an.
— n° 2.	22,50	29,56	19,06	31,69 à 9 mois.
— n° 3.	30,63	25,19	16,38	42,94 à 9 mois.
— n° 4.	26,88	34,19	18,94	36,44 à 9 mois.

Mélange de ciment avec gravier (gros sable).

2° Briquettes de 335 kilogrammes de ciment pour 1 mètre cube 10 de gros sable, soit environ 1/4 de ciment.

	A 1 MOIS.	A 1 AN.	A 2 ANS.	MAXIMUM.
	k.	k.	k.	k.
Ciment n° 1.	4,25	8,13	8,88	9,00 à 18 mois.
— n° 2.	4,38	7,69	8,69	8,75 à 18 mois.
— n° 3.	6,06	9,81	10,81	12,69 à 18 mois.
— n° 4.	6,88	8,88	12,25	12,25 à 2 ans.

3° Briquettes composées de 500 kilogrammes de ciment pour 1 mètre cube de gravier (gros sable), soit environ 1/3 de ciment.

	A 1 MOIS.	A 1 AN.	A 2 ANS.	MAXIMUM.
	k.	k.	k.	k.
Ciment n° 1.	8,13	14,88	17,38	17,38 à 2 ans.
— n° 2.	8,56	14,81	16,63	16,63 à 2 ans.
— n° 3.	12,00	20,94	18,94	21,25 à 15 mois.
— n° 4.	8,94	15,81	18,19	18,19 à 2 ans.

Mélange de ciment avec sable fin.

4° Briquettes composées de 335 kilogrammes de ciment pour 1m,10 de sable fin, soit environ 1/4 de ciment.

	A 1 MOIS.	A 1 AN.	A 2 ANS.	MAXIMUM.
	k.	k.	k.	k.
Ciment n° 1.	2,31	6,88	7,88	7,88 à 2 ans.
— n° 2.	2,38	6,88	7,94	7,94 à 2 ans.
— n° 3.	3,31	8,06	9,13	9,13 à 2 ans.
— n° 4.	2,69	7,44	7,56	8,19 à 18 mois.

5° Briquettes composées de 500 kilogrammes de ciment pur pour 1 mètre cube de sable fin, soit environ 1/3 de ciment.

	A 1 MOIS.	A 1 AN.	A 2 ANS.	MAXIMUM.
	k.	k.	k.	k.
Ciment n° 1.	5,81	11,06	11,94	11,94 à 2 ans.
— n° 2.	5,63	10,75	11,94	11,94 à 2 ans.
— n° 3.	8,13	13,94	9,63	15,31 à 18 mois.
— n° 4.	6,06	10,38	13,13	14,00 à 18 mois.

A l'examen de ces tableaux ou des courbes graphiques qui représentent les résultats complets des expériences (*), on reconnaît que pour tous les ciments essayés, la résistance des briquettes de ciment pur augmente jusqu'à 1 an, puis diminue ensuite, en sorte qu'à 2 ans toutes les expériences donnent à peu près le même résultat, une résistance d'environ 18 à 19 kilogrammes par centimètre carré. Le maximum de résistance, d'autre part, varie beaucoup puisqu'il va de 29 kilogrammes par centimètre carré à 1 an, pour le ciment n° 1, jusqu'à 42kg,94 par centimètre carré à 9 mois pour le ciment n° 3.

Pour les briquettes formées de mélanges de ciment avec

(*) Voir la planche n° 13.

du sable, gros ou fin, les résultats augmentent plus longtemps, mais semblent rester stationnaires à partir de 18 mois : il faut remarquer d'autre part que pour le ciment n° 3, dont la résistance primitive et jusqu'à 9 mois est très considérable, mais diminue ensuite très rapidement, l'effet analogue commence à se produire sur les briquettes composées à partir de 18 mois.

D'une manière générale pour les essais au bout de 2 ans, les ciments expérimentés ont donné, à l'état pur, des résultats très peu supérieurs à ceux des mélanges dans la proportion de 500 kilogrammes de ciment pur pour 1 mètre cube de gros sable.

La conclusion de ces remarques serait qu'il est inutile, et même dangereux, de rechercher dans le ciment des résistances initiales trop considérables; pour donner à ces déductions une valeur suffisante, des expériences nouvelles seraient nécessaires; toutefois, à raison de l'importance du sujet, il a paru utile de rechercher, dès à présent, dans les nombreuses expériences faites par M. l'Ingénieur Grant, des points de comparaison à ce sujet.

Dans son mémoire de 1871, on trouve à l'appendice la table suivante (n° XVIII); chaque résultat est la moyenne de 10 expériences.

AGE DES BRIQUETTES	RÉSISTANCE PAR CENTIMÈTRE CARRÉ DE BRIQUETTES	
	DE CIMENT PUR	DE MORTIER de 1 de ciment pour 1 de sable de la Tamise pur.
	k.	k.
7 jours	24,51	10,59
1 mois	28,08	13,56
3 mois	31,68	16,41
6 mois	35,28	19,20
9 mois	36,57	20,76
12 mois	36,90	21,51
2 ans	39,75	23,70
3 ans	39,42	23,55
4 ans	39,39	24,54
5 ans	39,18	24,63
6 ans	39,24	24,60
7 ans	39,81	25,92

On ne constate pas dans ces expériences de diminution sensible de la résistance, mais à partir de 3 ans, elle semble devenir constante, tant pour les briquettes de ciment pur que pour celles composées avec 1 de ciment pour 1 de sable de Tamise pur.

Dans le récent mémoire de M. Grant (1880) on trouve, d'autre part, dans la table XLVII, qui donne les résultats de nombreuses expériences faites sur quarante échantillons de ciment, au point de vue de la finesse et non pour la question spéciale qui nous occupe, certains essais, prolongés jusqu'à 1 an, que nous résumons ci-après :

Briquettes de ciment pur.

NUMÉROS DES CIMENTS.	RÉSISTANCE PAR CENTIMÈTRE CARRÉ DES BRIQUETTES APRÈS :			
	7 jours.	1 mois.	3 mois.	1 an.
	k.	k.	k	k.
Ciment n° 1	39,06	47,18	57,05	57,75
— n° 15	43,82	46,20	57,68	50,26
— n° 17	35,63	38,36	56,56	52,85
— n° 19	29,54	50,96	55,51	52,29

Briquettes composées de 1 de ciment pour 3 de sable, (sable type employé en Allemagne).

NUMÉROS DES CIMENTS.	RÉSISTANCE PAR CENTIMÈTRE CARRÉ DES BRIQUETTES APRÈS :			
	1 mois.	3 mois.	9 mois.	1 an.
	k.	k.	k.	k.
Ciment n° 1.	4,36	9,26	9,15	11,32
— n° 15..	5,88	5,67	7,84	9,83
— n° 17..	11,41	15,54	19,11	17,29
— n° 19..	9,31	11,55	14,84	14,21

Les résultats de ces tableaux confirment les déductions tirées des expériences faites à Boulogne : les briquettes de ciment pur à 1 an donnent, pour les trois derniers ciments, une résistance moindre qu'à trois mois, et pour le premier la résistance est restée presque la même; pour les briquettes de mortier, la comparaison des résistances à 9 mois et à 1 an ne donne une différence en moins que pour les deux derniers ciments; pour les autres l'augmentation est progressive et se continuerait sans doute au delà de la limite d'un an. Cela concorde bien avec les observations faites plus haut : il est donc à désirer que la question soit complètement étudiée, afin de reconnaître jusqu'à quelle limite il est utile et prudent de pousser les résistances initiales des ciments, sans nuire à la constance des résistances ultérieures.

Résultats moyens obtenus dans les essais. — Les essais de résistance à la traction, effectués dans des conditions identiques, donnent des résultats très réguliers et sont admis dans tous les cahiers des charges pour les fournitures de ciment. La limite de résistance imposée est variable suivant les cas : cette limite a été progressivement augmentée.

Ainsi en 1865, lors de la discussion sur le mémoire

de M. Grant, on a produit le tableau comparatif suivant :

Résistance par centimètre carré des briquettes de ciment pur.

AGE DES BRIQUETTES.	CONDITIONS IMPOSÉES.		RÉSULTATS des essais donnés par M. Grant.	ESSAIS JOURNALIERS faits dans une usine.
	En Angleterre (*)	En France (**)		
	k.	k.	k.	k.
2 jours.	»	4,00	»	9,24
5 jours.	»	8,00	»	13,44
7 jours.	15, 54	»	18,83	17,50
1 mois.	»	15,00	21,98	24,08

(*) Metropolitan Board of Works (Travaux municipaux de Londres).
(**) Service des Ponts et Chaussées.

Résistance par centimètre carré de briquettes formées de 1 de ciment pour 1 de sable.

AGE DES BRIQUETTES.	CONDITIONS IMPOSÉES.		RÉSULTATS des essais donnés par M. Grant.	ESSAIS JOURNALIERS faits dans une usine.
	En Angleterre.	En France.		
	k.	k.	k.	k.
5 jours.	»	4,00	»	6,09
7 jours.	»	»	2,80	»
1 mois.	»	8,00	5,60	8,96

Dans son mémoire de 1871, M. Grant indique les résultats obtenus sur une fourniture de près de 30 000 tonnes de ciment pour les travaux des égouts de Londres, et propose par suite d'imposer les résistances ci-après :

Résistance par centimètre carré de briquettes de ciment pur.

	RÉSULTATS obtenus dans une fourniture.	CONDITIONS. à imposer.	
	k.	k.	
7 jours.. . . .	25,00	24,60	
1 mois.	32,00	31,50	

Enfin en 1880, le même ingénieur propose dans le devis type joint à son mémoire, les conditions ci-après. (Voir l'appendice n° 2).

Résistance par centimètre carré des briquettes,

	DE CIMENT PUR.	COMPOSÉES de 1 de ciment pour 3 de sable, type allemand.	
	k.		
A 7 jours. . .	28,00	»	
A 1 mois. . .	38 à 42 kil. (*).	10 à 12 kil. (*).	

Ces conditions sont justifiées par les résultats suivants, empruntés à la table XLVII de l'appendice pour les 22 ciments à prise lente qui y figurent :

(*) Les chiffres les plus élevés s'appliquent aux ciments qui mettent plus de deux heures pour faire prise, les autres, aux ciments qui font prise en moins de deux heures.

Résistance à la rupture par centimètre carré. — (Extrait de la table XLVII *du mémoire de M. Grant* 1880) (*).

	COMPOSITION DES BRIQUETTES.					
	CIMENT PUR.			1 DE CIMENT pour 3 de sable, type usité en Allemagne.		
	Moyenne des essais.	Résultat maximum.	Résultat minimum.	Moyenne des essais.	Résultat maximum.	Résultat minimum.
	k.	k.	k.	k.	k.	k.
A 7 jours.	32,80	39,62	26,82	»	»	»
A 28 jours.	48,40	51,45	31,43	10,08	20,16	4,41

Dans la discussion qui a eu lieu à l'occasion de ce mémoire à la Société des Ingénieurs civils, on a insisté sur la grande variété des types de cahier des charges en usage. Ainsi sur 21 devis, on a trouvé 2 devis seulement, demandant des essais à 28 jours avec du sable et 19 spécifiant des essais à 7 jours avec ciment pur ; dans ce dernier cas, les résistances exigées comportent 11 chiffres différents, variant de 14 kilogrammes à 31 kilogrammes par centimètre carré ; 5 devis sont d'accord pour fixer la résistance à 21 kilogrammes, et le cahier des charges pour les travaux de l'arsenal de Chatham stipule une résistance de $19^{k},5$ par centimètre carré.

Les conditions fixées en Allemagne (Voir l'appendice n° 1) prévoient seulement un essai à vingt-huit jours avec des briquettes composées de 3 de sable type pour 1 de ciment.

La résistance par centimètre carré doit être au moins de 10 kilogrammes.

Toutefois on ajoute dans les explications jointes au cahier

(*) Les essais compris dans les chiffres du tableau sont ceux relatifs aux 22 ciments qui portent dans la table les numéros 1, 4, 5, 6, 7, 8, 11, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 23, 24, 30, 32, 33, 35, 36, 37 et 38.

des charges les indications suivantes au sujet des essais à 7 jours :

« Si l'on veut avoir au bout de 7 jours une indication « pour contrôler la marchandise livrée, on peut le faire de « deux manières, soit :

« A) avec mélange de sable.

« Alors on doit d'abord déterminer la relation de la « résistance à 7 jours du ciment avec sa résistance à « 28 jours ; car certains ciments peuvent donner des résul- « tats identiques aux essais à 28 jours et présenter à « 7 jours des différences marquées.

« B) avec du ciment pur.

« On doit également, dans ce cas, déterminer d'avance la « relation entre la résistance à 7 jours du ciment pur avec « la résistance à 28 jours du mélange de 3 parties de sable « pour 1 de ciment. »

On a indiqué plus haut qu'il semble suffisant de s'en tenir dans les devis à la résistance des briquettes de ciment pur, tout en faisant des essais comparatifs avec le sable à employer dans les travaux ; d'après ce qui vient d'être dit, la pratique en Allemagne se rapproche de cette manière de faire, si en principe l'essai avec le sable type est seul admis.

Quel que soit d'ailleurs celui des deux systèmes spécifié dans le cahier des charges, comme devant être employé pour la vérification de la qualité du ciment, il est bon de faire également usage du second à titre de renseignement.

Comme exemple de devis établi dans les conditions indiquées ci-dessus, on peut citer le cahier des charges pour les fournitures du ciment au port de Boulogne (Voir l'appendice n° 3) ; il a été approuvé pour deux fournitures successives de 10 000 tonnes par deux décisions ministérielles du 13 mars 1879 et du 7 février 1881.

Les conditions spécifiées pour les résistances des briquettes d'essai par centimètre carré sont : à 48 heures, une

moyenne de 7^{kg},50 avec un minimum de 6 kilogrammes ; à 5 jours, une moyenne de 12^{kg},50 avec un minimum de 10 kilogrammes.

Dans les dernières fournitures faites, on a obtenu les résultats moyens suivants, pendant des périodes où les livraisons étaient suffisamment régulières pour qu'on puisse les prendre comme types d'une fabrication courante.

Fournitures effectuées pour les travaux du port de Boulogne.
Résistance par centimètre carré de briquettes de ciment pur.
Première fourniture (432 *expériences*).

		A 48 heures.	A 120 heures.
		kil.	kil.
Résultat.	Maximum.	14,12	18,66
	Minimum.	6,81	12,83
Moyenne générale des résultats obtenus.		9,66	15,42

Deuxième fourniture (396 *expériences*).

		A 48 heures.	A 120 heures.
		kil.	kil.
Résultat.	Maximum.	13,78	21,87
	Minimum.	10,03	15,06
Moyenne générale des résultats obtenus.		12,21	18,11

Au port de Dunkerque, les conditions de résistance comprennent des essais à 5 jours avec une moyenne de 10 kilogrammes ; des essais à 15 jours avec un minimum de 20 kilogrammes ; des essais à 30 jours avec un minimum de 25 kilogrammes.

Aucun résultat ne doit être inférieur aux quatre cinquièmes du chiffre fixé pour la moyenne correspondante.

Des résultats obtenus dans les dernières fournitures on peut conclure les moyennes suivantes :

Fournitures effectuées pour les travaux du port de Dunkerque. — Résistance par centimètre carré de briquettes de ciment pur.

Ciment n° 1 (45 expériences).

		A 5 jours.	A 15 jours.	A 30 jours.
		kil.	kil.	kil.
Résultat....	Maximum.......	21,25	30,00	37,50
	Minimum.......	14,12	21,25	25,43
Moyenne générale des résultats obtenus................		17,11	25,60	30,87

Ciment n° 2 (60 expériences).

		A 5 jours.	A 15 jours.	A 30 jours.
		kil.	kil.	kil.
Résultat....	Maximum......	33,12	46,25	46,25
	Minimum.......	17,50	21,25	26,87
Moyenne générale des résultats obtenus................		24,59	32,56	35,25

Ciment n° 3 (15 expériences).

		A 5 jours.	A 15 jours.	A 30 jours.
		kil.	kil.	kil.
Résultat....	Maximum.......	22,82	28,31	34,00
	Minimum.......	10,62	20,00	25,62
Moyenne générale des résultats obtenus................		16,16	22,83	29,60

Des exemples particuliers que l'on vient de citer, il est permis de conclure que la fabrication du ciment a atteint, actuellement, un point tel qu'il est facile aux usines de remplir les conditions généralement spécifiées en France

dans les cahiers des charges. D'après les indications données plus haut sur les résultats obtenus par les essais de ciments anglais, on pourrait se demander s'il ne serait pas possible d'augmenter encore les résistances réclamées; mais il ne faut pas exagérer l'importance de l'augmentation des chiffres actuellement obtenus par les résistances; elles tiennent en grande partie aux perfectionnements et aux soins apportés dans les essais, et on ne peut comparer que des expériences faites dans des conditions identiques. D'ailleurs les expériences citées plus haut sur les résistances des ciments et des mortiers, après diverses périodes de temps écoulées depuis leur fabrication, portent à penser qu'une élévation du taux des résistances exigées au bout de périodes qui sont de un mois au maximum, ne paraît pas avoir un résultat sensible sur les résistances des mortiers après des périodes plus longues; il semble plutôt qu'on doive n'employer qu'avec quelque appréhension des produits dont la résistance varie assez rapidement et dans des proportions très grandes. En attendant que cette question de l'étude du durcissement des ciments et mortiers ait été plus complètement étudiée, on peut admettre que les résistances demandées actuellement sont très suffisantes. Il y a sans doute encore place pour des améliorations considérables, et la résistance des ciments peut être augmentée dans de fortes proportions avant que les mortiers, faits dans les conditions habituelles actuellement en usage, aient une résistance comparable à celle des pierres qu'ils sont destinés à relier; il suffit, pour s'en convaincre, de comparer les résistances à la rupture par traction, données plus haut, pour divers mortiers au bout de 2 années, et dont la plus élevée n'atteint pas 20 kilogrammes par centimètre carré, avec les résistances suivantes trouvées pour des pierres naturelles, taillées sous forme de briquettes semblables à celles en usage pour les essais de ciment et brisées par traction de la même manière.

Pierres des carrières ouvertes au sommet de la falaise entre Boulogne et le Portel. — Résistance à la rupture par traction (par centimètre carré).

Pierre du banc inférieur.	68k,60
	88,60
	88,60
	90,00
	89,00
	75,00
	88,60
	75,00
	75,00
	62,50
Pierre du banc intermédiaire.	88,60
	88,60
Moyenne des résultats.	81k,00

On peut donc perfectionner encore la fabrication des ciments à prise lente du type dit Portland, pour augmenter leur résistance ; mais il faut surtout leur conserver les propriétés capitales qui en ont rendu l'emploi si précieux : une composition constante, une fabrication régulière et, comme conséquence, une résistance, que l'on peut espérer indéfinie à l'action de l'eau de mer, qui attaque à la longue les meilleurs mortiers de chaux dans les ports de l'Océan.

Le but de la présente étude sera atteint, si elle peut attirer l'attention sur quelques-unes des nombreuses questions soulevées par la fabrication, la livraison et l'emploi des ciments Portland, et provoquer, pour les résoudre, des expériences plus complètes que celles qu'il a été possible de faire dans les conditions d'un laboratoire de chantier.

Boulogne-sur-Mer, le 28 mars 1882.

APPENDICE N° 1.

RÈGLES POUR UNIFORMISER LA LIVRAISON ET LES ÉPREUVES DU CIMENT PORTLAND FIXÉES PAR LE MINISTÈRE IMPÉRIAL PRUSSIEN DU COMMERCE, DE L'INDUSTRIE ET DES TRAVAUX PUBLICS PAR L'ARRÊTÉ DU 10 NOVEMBRE 1878.

1. Le poids des barils et des sacs dans lesquels le ciment Portland est livré au commerce doit être uniforme; pour les barils, le poids réglementaire sera de 180 kilogrammes brut, et de 170 kilogrammes net; pour les demi-barils, ces poids seront respectivement 90 et 83 kilogrammes, et pour les sacs le poids brut sera de 60 kilogrammes; les fabriques ne devront livrer leurs produits que dans ces conditions. Les déchets aussi bien que les écarts fortuits du poids-type seront tolérés jusqu'à la proportion de 2 p. 100. Les barils et les sacs doivent porter en caractères apparents la marque de fabrique et l'indication du poids brut.

2. D'après le mode d'emploi, on peut désirer du ciment Portland à prise lente ou rapide. Dans la plupart des cas, on peut se servir du ciment à prise lente, et c'est à lui que l'on doit toujours la préférence, à raison de la facilité et de la sûreté plus grandes de l'emploi, ainsi que de sa plus grande résistance.

On doit considérer comme à prise lente les ciments qui ne font prise qu'au bout d'une demi-heure ou d'un temps plus long.

3. Le ciment Portland ne doit pas foisonner. Comme épreuve concluante, on coulera du ciment pur sous forme d'une plaque mince sur du verre ou une tuile; on la placera dans l'eau, et à aucun moment, même après une observation prolongée, elle ne devra présenter, ni déformations, ni déchirures.

4. Le ciment Portland doit être moulu assez fin pour

qu'en le jetant sur un crible de 900 mailles par centimètre carré, on ait au plus 20 p. 100 de résidu.

5. La résistance à la rupture du ciment Portland sera appréciée par des expériences faites sur un mélange de ciment et de sable. En outre, il est bon, pour contrôler la régularité de la qualité des livraisons séparées, de fixer aussi la résistance du ciment pur. Les essais de résistance seront faits d'après une méthode uniforme, sur des briquettes d'essai de même forme et d'égale surface et avec les mêmes appareils. Les essais à l'arrachement seront effectués sur des briquettes ayant une section de rupture de 5 centimètres carrés.

6. Le bon ciment Portland à prise lente doit donner, à l'essai, une résistance minimum de 10 kilogrammes par centimètre carré, pour des briquettes composées de 3 parties en poids de sable-type pour une partie de ce ciment, fabriquées depuis 28 jours, et ayant séjourné 1 jour à l'air et 27 jours dans l'eau.

Le sable-type est préparé en lavant du sable pur, quartzeux autant que possible, le faisant sécher, séparant les parties les plus grosses au moyen d'un tamis de 60 mailles par centimètre carré, et les plus fines par un tamis de 120 mailles par centimètre carré.

Les briquettes d'essai doivent être cassées aussitôt qu'elles sont sorties de l'eau.

Le ciment qui a une résistance supérieure à 10 kilogrammes par centimètre carré permet, en général, d'employer une plus grande quantité de sable, et, considéré à ce point de vue, aussi bien qu'à raison de sa résistance supérieure avec l'emploi d'une égale quantité de sable, il a droit à une augmentation de prix correspondante.

Pour du ciment Portland à prise rapide, la résistance au bout de 28 jours est, en général, moindre que celle indiquée ci-dessus.

APPENDICE N° 2.

TYPE DE DEVIS POUR FOURNITURE DE CIMENT PORTLAND. (APPENDICE N° 1 DU MÉMOIRE DE M. GRANT LU A LA SOCIÉTÉ DES INGÉNIEURS CIVILS DE LONDRES, LE 21 MAI 1880.)

Ciment Portland. — Tout le ciment nécessaire pour les travaux sera du ciment Portland de la meilleure qualité (*), d'une finesse telle que le résidu sur un tamis de (**) mailles par centimètre carré ne s'élèvera pas à plus de (***) p. 100 du poids. Si le résidu dépasse cette limite, on ajoutera une quantité de ciment proportionnelle à la différence constatée. Le ciment sera apporté sur les travaux, et placé dans un magasin bien sec établi par l'entrepreneur dans ce but, et muni d'un plancher et de toutes les subdivisions nécessaires.

Le ciment sera vidé sur le plancher en tas séparés de (n) tonnes chacun, et ne sera pas employé avant que les essais aient été opérés sur des échantillons pris dans différents sacs.

Essais. — Le ciment sera mélangé avec trois fois son poids de sable sec, qui aura passé à travers un tamis de 400 mailles par pouce carré et aura été retenu sur un autre tamis de 900 mailles (****). Le ciment et le sable seront bien mélangés à sec, puis on ajoutera 10 p. 100 de leur poids d'eau et on fera des briquettes dans des moules présentant, au point le plus faible, une section de 1 pouce carré (*****).

(*) Ici l'on peut ajouter, si l'on veut, les mots « ne pesant pas moins de 112 livres au boisseau (1390 kilogrammes par mètre cube). »

(**) Soit 6400 mailles par pouce carré, 80 par pouce linéaire; soit 5806 mailles par pouce carré, 76,2 par pouce linéaire; ce qui correspond à 32 et 30 fils par centimètre.

(***) Le résidu peut être fixé soit à 20 p. 100 comme dans les règles édictées en Allemagne, soit à 10 p. 100 comme dans la pratique.

(****) Cela correspond à 8 et 12 fils par centimètre.

(*****) Cette section correspond à 6 centimètres carrés 45.

Les briquettes seront tenues dans une atmosphère humide pendant 24 heures, puis plongées dans l'eau, où elles resteront jusqu'au moment où l'on essayera leur résistance à la rupture par traction; l'essai sera fait par les agents du Conseil et au moyen des appareils lui appartenant. Tout ciment qui, à l'état pur, fait prise en moins de 2 heures, doit supporter sans se rompre un poids de (*) livres et s'il ne fait prise que de 2 à 5 heures, il doit supporter un poids de 170 livres par pouce carré (**), 28 jours après la fabrication des briquettes. Sinon, il sera refusé et devra être enlevé des chantiers.

Si l'on insère une clause pour la résistance du ciment pur, on ajoutera ici :

Essayé pur, le ciment devra supporter après 7 jours, dont 6 dans l'eau, un effort de traction d'au moins 400 livres par pouce carré (38 ou 42 kilos par centimètre carré).

APPENDICE N° 3.

EXTRAIT DU CAHIER DES CHARGES DES FOURNITURES DE CIMENT A FAIRE POUR LES TRAVAUX DU NOUVEAU PORT DE BOULOGNE, APPROUVÉ PAR LES DÉCISIONS MINISTÉRIELLES DU 13 MARS 1879 ET DU 7 FÉVRIER 1881.

CLAUSES ET CONDITIONS.

Qualités du ciment. — Le ciment sera bien homogène, cuit d'une manière uniforme et tamisé de manière à ce qu'étant repris dans un tamis de 180 mailles par décimètre de longueur, le résidu ne dépasse pas le dixième du volume expérimenté.

Le ciment ne pourra contenir que des traces de sulfate de chaux (1 p. 100 du poids au plus).

(*) On indiquera ici soit 142 livres, correspondant au minimum de 10 kilogrammes par centimètre carré admis en Allemagne, soit un nombre plus élevé, surtout si le ciment pur met plus de deux heures pour faire prise.

(**) Cette résistance correspond à 12k,33 par centimètre carré.

Le ciment sera parfaitement sec; tout ciment humide ou ayant été exposé à l'humidité sera refusé.

La pesanteur spécifique sera mesurée en versant le ciment lentement, et sans le tasser, dans une mesure d'un litre (cube en bois d'un décimètre de côté intérieurement), et en pesant 25 litres à la fois.

Le ciment sera à prise lente. On rejettera tout ciment qui gâché à l'eau de mer et exposé à une température de 15° au plus, supporterait sans dépression, au bout d'une demi-heure, une aiguille à tête carrée de 1 millimètre de côté et d'un poids total de 300 grammes (trois cents grammes).

Épreuves. — Outre les essais et vérifications résultant des articles précédents, on fera subir à chaque livraison de ciment les épreuves suivantes :

On gâchera à l'eau de mer une certaine quantité de ciment prise au hasard, en des points et à des profondeurs quelconques, dans un ou plusieurs sacs; on en formera au moyen de moules disposés *ad hoc* des briquettes d'essai, ayant pour section droite minima un carré de $0^m,04$, qui seront immergées immédiatement dans l'eau de mer à une température de 10°, au moins pouvant s'élever à 15° au plus. Le nombre des briquettes sera fixé dans chaque cas par l'ingénieur.

Après 48 heures et 120 heures d'immersion, les briquettes seront éprouvées, jusqu'à rupture par extension, au moyen de l'appareil établi dans les magasins du port, et dans lequel l'augmentation progressive est obtenue soit par charge directe, soit par le déplacement d'un poids; la moyenne générale de leur résistance à la rupture devra dépasser, au bout de 48 heures, 7 kilogrammes et demi par centimètre carré ou 120 kilogrammes par briquette, et au bout de 120 heures 12 kilogrammes et demi par centimètre carré ou 200 kilogrammes par briquette.

Aucune des épreuves particulières ne devra donner à la rupture une résistance inférieure aux 4/5 de la moyenne

nérale exigible, soit quatre-vingt-seize kilogrammes (96 kilog.) au bout de 48 heures et cent soixante kilogrammes (160 kilog.) au bout de 120 heures par briquette.

Pendant la durée de l'immersion, les faces et les arêtes des briquettes devront rester parfaitement nettes et ne présenter aucune trace de fendillement ou de boursouflement.

Ces épreuves pourront être répétées plusieurs fois sur la même livraison et jusqu'au moment de l'emploi, si les ingénieurs le trouvent convenable.

Il ne sera point tenu compte au fournisseur du poids du ciment employé dans les expériences d'essai, et toutes les mains-d'œuvre nécessaires pour ces vérifications et expériences à faire suivant les indications et ordres de l'Ingénieur, seront à la charge du fournisseur.

On rebutera les livraisons de ciment ne remplissant pas les conditions stipulées ci-dessus.

Un délai de 8 jours sera accordé au fournisseur pour l'enlèvement des matières rebutées. Ce délai commencera à courir du lendemain du jour où le rejet lui aura été notifié.

Faute par le fournisseur d'enlever dans ce délai de 8 jours les ciments rebutés, il y sera procédé par les soins de l'Administration, et les ciments seront transportés et déposés, aux frais, risques et périls de l'entrepreneur, dans des magasins loués à son compte.

Le ciment sera renfermé dans des enveloppes plombées à la marque de fabrique du fournisseur, de manière à éviter toute falsification pendant le transport des matières.

CHRONIQUE.

Août 1882.

N° 48

NOTE

SUR LE

CHEMIN DE FER MÉTROPOLITAIN DE BERLIN

Par M. Paul HAAG, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

La ville de Berlin possédait depuis une dizaine d'années un chemin de fer de ceinture analogue à celui qui contourne Paris à l'intérieur des fortifications. Ce chemin de fer, construit à niveau et sans grandes difficultés, sur un sol sablonneux et absolument plat, servait à relier entre elles les principales gares de la ville et à desservir les localités suburbaines comme notre ligne de ceinture le fait actuellement. Depuis quelques mois cet ensemble de voies vient d'être complété par l'ouverture d'une voie transversale traversant la ville de l'ouest à l'est et passant au cœur même de la cité, qu'elle met ainsi en communication directe tant avec les grandes lignes aboutissant à Berlin qu'avec la ligne de ceinture dont nous venons de parler et qui fait le tour de la ville.

Qu'on imagine une voie ferrée partant de la gare Saint-Lazare et allant à la gare de Lyon en traversant le centre de Paris, et l'on aura une idée par comparaison de ce qu'est la *Stadt Bahn* de Berlin. Le plan ci-joint en indique le tracé.

Partant à l'ouest de Charlottenburg, où elle se rattache à l'ancienne ceinture et aux lignes de Hambourg, Hanovre-Cologne-Paris, Wetzlar-Metz, Potsdam-Leipzig-Francfort, le Métropolitain dessert le jardin zoologique, analogue à notre bois de Boulogne, a sa gare la plus importante à la Friedrichstrasse, près de la promenade des Linden, c'est-à-dire au centre même de la ville, passe à la Bourse et, traversant ensuite les quartiers ouvriers et populeux de l'est, aboutit, après un parcours d'environ 11 kilomètres, à la gare de Silésie, par laquelle il se relie aux lignes de Breslau et de Koenigsberg et rejoint également le chemin de ceinture(*).

Sur presque tout ce parcours (10 kilomètres environ) le Métropolitain de Berlin est porté par des arcades en maçonnerie dont la disposition rappelle celle du chemin de fer de Vincennes ou de la ligne de ceinture entre Grenelle et Auteuil; seulement la largeur du viaduc est double, le Métropolitain ayant quatre voies. Deux de ces voies sont réservées au transit local et aux trains de banlieue, les deux autres voies sont exclusivement parcourues par les trains de voyageurs des grandes lignes. Les deux services sont ainsi absolument indépendants et distincts.

Le tracé adopté a nécessité de nombreuses expropriations, car il n'utilise qu'accidentellement les voies existantes, et les voies ainsi utilisées sont en général des rues étroites dont un côté seul a été conservé : sur une longueur d'un kilomètre et demi environ on a suivi les anciens fossés de la vieille ville, et les quartiers mal habités et insalubres qui bordaient ces fortifications (Kœnigsgraben) se trouveront assainis et largement aérés par le Métropolitain et par la double voie carrossable qui doit ultérieurement le compléter en l'accompagnant des deux côtés de son viaduc.

Plus loin le viaduc est établi dans le lit même de la Sprée (près de la station Jannowits-brücke); on a évité ainsi l'expropriation de nombreux magasins et entrepôts auxquels on a laissé le libre accès de la rivière.

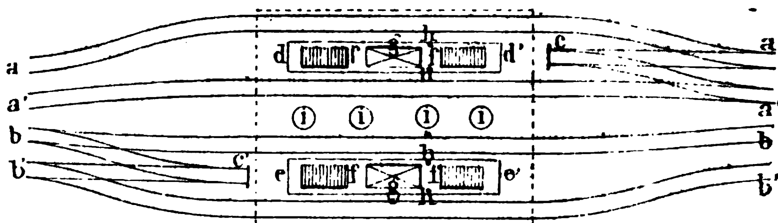
Le sol de la ville étant généralement horizontal, les déclivités de la voie sont faibles. Les courbes ont un rayon minimum de 280 mètres, et ne portent que sur 43 p. 100 de la longueur du tracé.

Les stations, très-bien aménagées, sont de deux espèces. Quatre

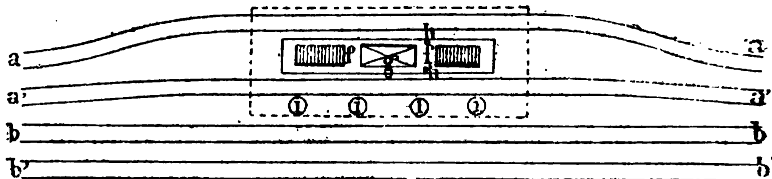
(*) Par l'exécution de projets actuellement à l'étude, les deux seules grandes gares (celles de Stettin et d'Anhalt) qui ne soient pas encore en communication directe avec le Métropolitain doivent lui être ultérieurement rattachées.

d'entre elles (Charlottenburg, Friedrichstrasse, Alexander-Platz, Schlesischer Bahnhof) sont destinées à la fois au service des grandes lignes, et à celui des trains locaux. Ces gares, extrêmement importantes par leurs dimensions, et couvertes par de grandes halles vitrées, présentent à peu près les dispositions du croquis ci-contre :

TYPE DE GRANDE STATION.



TYPE DE PETITE STATION.



aa' Voies du service local (ville et banlieue).

bb' Voies réservées au transit des grandes lignes.

cc' Voies de garage pouvant servir à remiser quelques voitures.

dd' ee' Quais pour les voyageurs.

ffff Escaliers pour descendre au rez-de-chaussée.

gg Bureaux des chefs et sous-chefs de gare.

hhhh Poteaux indicateurs marquant à chaque instant la destination du premier train qui doit passer sur la voie correspondante.

iii Ouvertures couvertes par des planchers vitrés servant à l'éclairage du rez-de-chaussée.

Le rez-de-chaussée est occupé par de spacieuses salles des pas perdus, d'où l'on monte sur les quais par les escaliers *f*. Au voisinage de ces escaliers se trouvent les guichets où les billets se distribuent pour les lignes correspondantes ; près de ces guichets

sont des tables pour la réception des bagages, qu'un monte-charge amène au niveau des quais.

Les quais sont constamment accessibles au public, et l'on ne perd aucune place pour d'inutiles salles d'attente.

Ces gares sont d'ailleurs exclusivement des gares de passage, aucun train n'y est formé ni décomposé, et c'est seulement en vue de cas tout à fait exceptionnels qu'on a profité de l'écartement des voies à l'approche des quais pour ménager les garages *cc'*.

Les gares de seconde espèce (Jardin zoologique, Bellevue, Lehrter-Bahnhof, Bourse, Jannowitz-brücke), sont spéciales au service urbain ; les trains de grande ligne ne s'y arrêtent pas. Elles présentent d'ailleurs une disposition analogue à celle des grandes gares et dont le croquis ci-joint donnera l'idée.

Les quais de ces gares sont assez larges, les dégagements assez spacieux pour que nul encombrement ne s'y produise ; du moins nous n'en avons constaté aucun, malgré la foule des voyageurs, l'après-midi du dimanche où nous avons parcouru la ligne.

Ce qui contribue à ce résultat, c'est la grande fréquence des départs ; la foule est grande, mais elle stationne à peine sur les quais, trouvant presque immédiatement des trains pour l'emporter.

Sur la double voie urbaine, les trains se succèdent, en semaine, de 5 heures du matin à minuit, à des intervalles réguliers de 10 minutes dans chaque sens. Le dimanche il y a 54 trains supplémentaires, ce qui fait que dans l'après-midi les trains passent toutes les 5 minutes. La vitesse est d'environ 45 kilomètres à l'heure. — Les trains qui circulent sur les voies urbaines desservent toutes les stations comprises entre Charlottenburg et la gare de Silésie. A partir de ces stations extrêmes, ils s'éparpillent en quelque sorte vers les différentes banlieues : quelques-uns d'entre eux se raccordent avec les trains de ceinture, qui sont espacés d'heure en heure en semaine et de demi-heure en demi-heure le dimanche. Ces trains ne renferment que des voitures de seconde et de troisième classe ; celles-ci, construites sur un modèle neuf et presque élégant, sont les plus nombreuses, et le public semble presque exclusivement s'en servir.

La circulation constatée de cette ligne est, en moyenne, de 20 à 25 000 voyageurs par jour ; elle a atteint un maximum de 89 000 voyageurs le dimanche.

Sur les grandes lignes les trains sont très-nombreux également, mais leur espacement est naturellement moins régulier. Les trains se dirigeant vers l'ouest (Hambourg, Cologne, Francfort, Paris) partent de la gare de Silésie, située à l'est de la ville, et de même

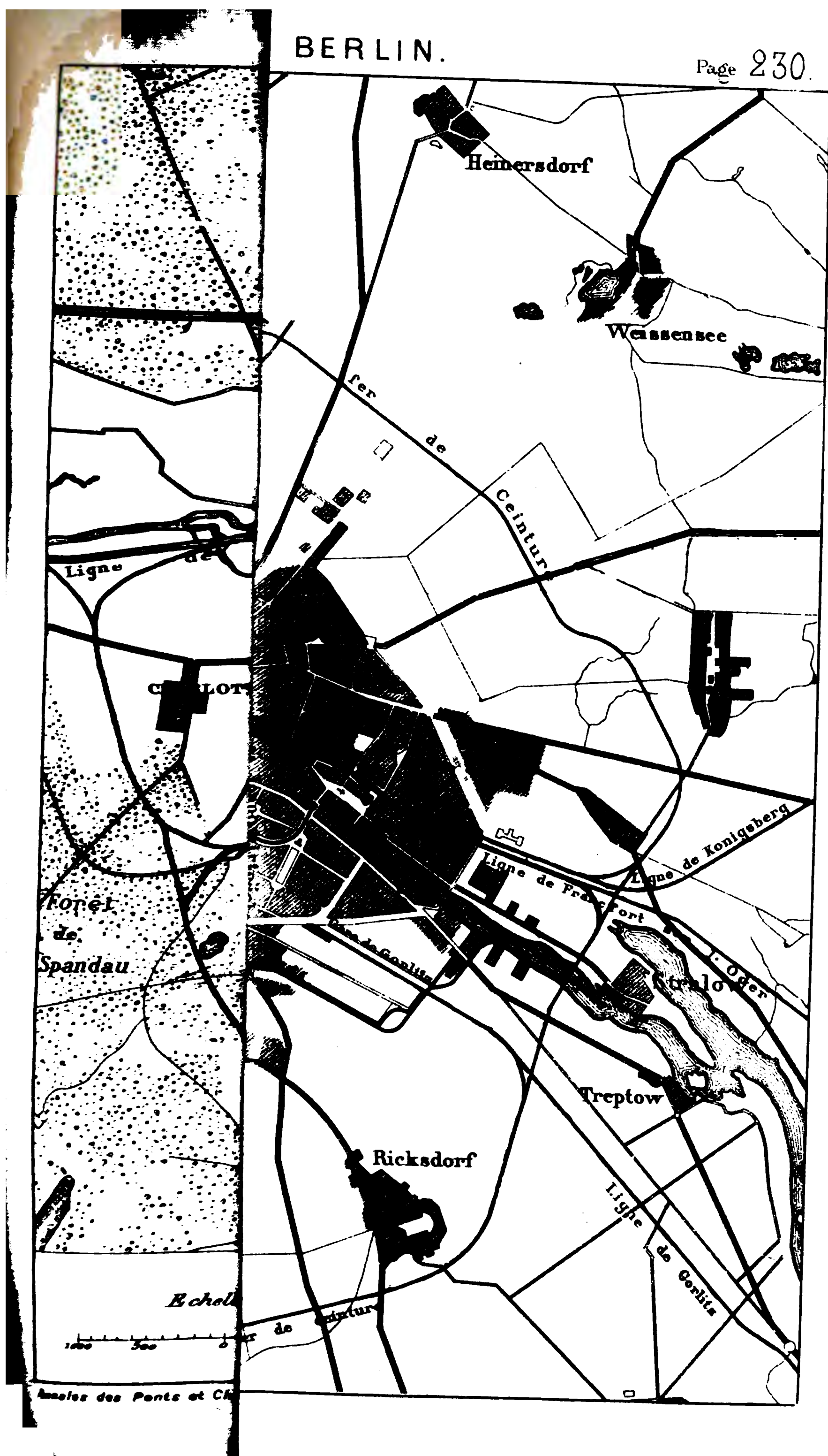
les trains allant vers l'est (Breslau, Koenigsberg, Saint-Pétersbourg) partent de Charlottenbourg, c'est-à-dire de l'ouest de Berlin. Réciproquement, les trains arrivant de l'ouest vont jusqu'à la gare de Silésie et ceux venant des lignes de l'est s'arrêtent à Charlottenbourg. De cette manière, tous les trains passent à toutes les grandes gares de la ville. On n'a pas organisé jusqu'à présent de trains traversant Berlin et poursuivant au delà leur marche.

Jusqu'à présent aussi il n'y a point de service de marchandises sur la Stadtbahn et il est présumable d'ailleurs que le transit des marchandises continuera toujours à se faire par la ceinture. Seulement un grand marché couvert, analogue à nos Halles centrales, est projeté dans le voisinage de l'Alexander-Platz, et ce marché sera desservi directement par le Métropolitain ; on pourra pour ce service utiliser de nuit les voies du service urbain.

Le prix de revient de la Stadtbahn a été de 65 millions environ, soit à peu près 6 millions par kilomètre.

Ces quelques notes succinctes peuvent donner une idée de cette œuvre vraiment grandiose, et sur laquelle il nous semble intéressant d'attirer l'attention au moment où les projets de création d'un métropolitain pour notre capitale préoccupent vivement l'opinion publique, et donnent lieu, dans le monde des ingénieurs, à d'intéressantes controverses.

PAUL HAAG.


BERLIN.
Page 230.
Heinersdorf
Weissensee
fer de Ceintur
Ligne de
Forêt de Spandau
Ligne de Francfort
Ligne de Konigsberg
Oder
Treptow
Ricksdorf
Ligne de Gorlitz
fer de Ceintur
Echel
1000 500 0
Annales des Ponts et Ch

G

ATIFS

TION D

duit
t.

M

GR

ATIFS DE

TION DU 1er		OBSERVATIONS.
duit et.	Re	

]

ES

P

DUI

EN F

DES

E ES

PENDA

EXPLOIT	DUIT BRUT				
	EN FAVEUR DE 1880.				
e	Dépen de			Kilomé-	OBSERVATIONS.

N° 49 *bis*

PRIX DÉCERNÉS

PAR DÉCISION MINISTÉRIELLE DU 16 SEPTEMBRE 1882,

conformément à la circulaire du **Directeur général des Ponts et Chaussées du 23 janvier 1835,**

AUX AUTEURS

des meilleurs mémoires publiés dans les **Annales des Ponts et Chaussées**

EN 1880.

MÉDAILLE D'OR DE 600 FRANCS

A MM. **Picard** et **Bruniquel**, ingénieurs en chef des Ponts et Chaussées pour leur *Mémoire sur l'exhaussement du mouillage du canal de la Marne au Rhin.*

M. le Ministre a décidé en outre que ce premier prix serait doublé et que chacun des collaborateurs du mémoire primé recevrait une médaille de 600 francs frappée à son nom.

MÉDAILLES D'OR DE 300 FRANCS :

1° A M. **Baum**, ingénieur ordinaire des Ponts et Chaussées, pour son *Étude des longueurs virtuelles d'un tracé de chemin de fer ;*

2° A M. **Brosselin**, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, pour sa *Notice sur la construction des ponts Sully.*

N° 50

NOTE

SUR

LES PORTS D'ANVERS ET DE GAND

Par M. GEORGES LECHALAS, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

SOMMAIRE :

CHAPITRE PREMIER.

ANVERS

§ 1. *Quais de l'Escaut.* — Description générale. — Adjudication. — Clauses du cahier des charges relatives au mur de quai. — Profil du mur de quai. — Calculs de résistance. — Matériel employé à la construction du mur de quai. — Construction d'un tronçon de mur de 25 mètres. — Organisation générale du chantier, matériaux employés. — Aménagements du terre-plein. — Digue de raccordement.

§ 2. *Bassin de batelage.* — Dispositions d'ensemble. — Fondation des murs de quai. — Écluse. — Quartier avoisinant.

§ 3. *Formes de radoub. Bassins projetés.* — Conduit construit à l'air comprimé. — Projet de nouveaux bassins. — Le commerce du pétrole.

§ 4. *Renseignements commerciaux et statistiques.*

§ 5. *Construction d'un hôpital.*

CHAPITRE II.

GAND

§ 1. *Les communications avec la mer.* — Voies anciennes. — Le canal de Terneuzen. — Amélioration de la section belge. — Section hollandaise, convention diplomatique.

§ 2. *Le port de Gand.* — Anciens établissements maritimes. — Idée générale des nouveaux établissements maritimes. — Avant-port.

§ 3. *Construction du bassin au bois.* — Description d'ensemble. — Perrés. Terre-pleins et hangars. — Conditions du marché. — Mode d'exécution des travaux. — Un mot sur les dragages du canal de Gand à Terneuzen.

§ 4. *Renseignements commerciaux.* — Navigation maritime. — Navigation fluviale. — Chemins de fer.

CHAPITRE PREMIER.

ANVERS (*).

Les dispositions du port d'Anvers ont été décrites d'une façon très complète par M. Quinette de Rochemont dans les *Annales des Ponts et Chaussées*, en 1878. Nous nous bornerons donc à étudier les travaux exécutés depuis la rédaction de son important mémoire, et nous renverrons, pour les dispositions d'ensemble, au plan qui y est joint.

Ainsi que l'indiquait M. Quinette de Rochemont, les travaux projetés au moment où il écrivait comportaient la construction, par l'État, de quais longeant l'Escaut et d'un bassin de batelage, ainsi que l'établissement par la ville d'un bassin d'échouage et le prolongement du bassin du Kattendyck, complété par la construction de trois nouvelles formes de radoub.

Le bassin d'échouage n'est encore qu'à l'état de projet; les quais de l'Escaut sont en cours d'exécution, et quant aux autres travaux, ils sont terminés ou à peu près.

Nous étudierons d'abord les quais.

§ 1. — *Quais de l'Escaut.*

Description générale. — L'Escaut présente des largeurs variant de 335 à 590 mètres dans la traversée d'Anvers et aux abords immédiats. De telles irrégularités sont évidemment défavorables à la répartition régulière des profondeurs. Aussi une commission fut-elle chargée,

(*) Publications à consulter : *Nouvelles installations maritimes du port d'Anvers* par A. Couvreux et Hersent. — *Comptes rendus des travaux de la Société des Ingénieurs civils*, avril 1881.

en 1870, d'étudier un projet de régularisation du lit de l'Escaut à Anvers; elle conclut que l'on devait lui donner une largeur constante de 350 mètres, en traçant une courbe affectant la forme générale de la rive droite devant la ville. La courbe proposée était formée de trois arcs de cercle se raccordant tangentiellement; celui du milieu ayant un rayon très considérable (22 916^{m}), le sommet de la concavité, au lieu de présenter une courbure maxima, pourra presque être assimilé à un point de surflexion: peut-être le mouillage naturel souffrira-t-il de cette disposition exceptionnelle. Il est incontestable cependant que l'état de choses résultant de l'exécution de ce projet sera bien préférable à l'état antérieur.

Le plan d'ensemble fut approuvé par arrêté royal du 5 mai 1871; et après l'insuccès d'une combinaison financière, d'après laquelle l'État ne devait exécuter qu'une partie du travail, une loi ratifiée le 17 avril 1874 autorisa la reconstruction complète, aux frais de l'État, des quais de l'Escaut, ainsi que le creusement du bassin de batelage.

Quoique ces deux parties du travail soient bien distinctes, elles ont été adjugées ensemble. Aussi donnerons-nous quelques renseignements sur cette adjudication totale, qui s'appliquait à un ensemble comprenant :

1° Un mur de quai de 3 500 mètres environ de longueur, avec 8 mètres au moins de tirant d'eau à marée basse sur toute son étendue, depuis l'écluse du bassin du Kattendyck jusqu'à l'extrémité des terrains de la citadelle du Sud;

2° Une digue de raccordement continuant, à l'amont du quai, la nouvelle rive de l'Escaut;

3° Le remblai des emprises sur l'Escaut et des petits canaux ou mieux des *criques* servant à l'échouage de la batellerie, ainsi que l'enlèvement du Werf ou *tête de grue;*

4° Les dragages à faire dans la partie de l'Escaut rétrécie par le quai;

5° Un bassin de batelage de près de 4 hectares de superficie, avec une écluse à sas le reliant à l'Escaut.

Adjudication. — Une première tentative d'adjudication eut lieu avec la clause obligatoire que l'entreprise constituerait un forfait absolu. Les concurrents étaient libres de choisir le mode de fondation, sans toutefois pouvoir interposer aucune charpente entre le mur et le sol résistant. Une soumission faite dans ces conditions comportait un imprévu excessif, à cause de l'incertitude qui régnait à l'égard de la profondeur à laquelle devraient être descendues les fondations. On devait prévoir l'exécution suivant deux tracés différents, celui de la commission de 1870 et un autre qui entrait plus dans le fleuve afin de diminuer les dépenses d'expropriation, mais exigeait plus de remblais. Les soumissions devaient indiquer, en outre du montant du forfait, un prix applicable aux dragages supplémentaires.

Le Gouvernement reçut, le 31 mars 1876, des offres résumées dans le tableau suivant :

SOUMISSIONNAIRES.	1er TRACÉ.	2e TRACÉ.	PROJETS.	PRIX du dragage au mètre cube.
	fr. c.	fr. c.		fr. c.
Société des Batignolles. .	44 300 000 00	55 200 000 00	Mur à arcades	2 80
	51 900 000 00	64 000 000 00	Mur continu.	
Dollot, Dechaux et Robert.	57 193 000 00	69 730 000 00	Idem.	1 90
Klein et Cie (Autriche). . . .	45 831 000 00	50 611 000 00	»	1 16
	45 479 000 00	50 325 000 00	»	1 18
	52 656 000 00	55 909 000 00	»	1 88
	46 334 000 00	49 641 000 00	»	1 88
Th. Leysen et Cie (Belgique)	47 735 000 00	51 485 000 00		0 75
Watel et Cie (Paris).	41 362 500 00	»		3 30

M. Watel déclara s'être trompé dans ses calculs et demanda à retirer sa soumission.

Le Gouvernement belge reconnut qu'il y aurait avantage à ne pas imposer un forfait absolu, mais à admettre un

forfait relatif à des profondeurs déterminées pour les fondations et devant être augmenté ou réduit d'après les profondeurs adoptées en cours d'exécution. Une nouvelle tentative d'adjudication eut lieu sur ces bases; le tracé de la commission de 1870 était d'ailleurs seul maintenu, et les soumissionnaires devaient indiquer deux prix, selon que le remblai derrière le mur serait fait avec ou sans briquaillons.

Le tableau suivant résume les soumissions déposées le 22 janvier 1877.

SOUMISSIONNAIRES.	FORFAIT ABSOLU.		FORFAIT RELATIF.		PROJETS.
	sans briquaillons.	avec briquaillons.	sans briquaillons.	avec briquaillons.	
	fr. c.	fr.	fr.	fr.	
Société des Batignolles	41 251 000 00	43 800 000	39 485 000	42 600 000	Mur à arcades.
	48 460 000 00	52 700 000	45 530 000	45 725 000	Mur continu sur caissons.
Dollot, Dechaux, Robert et Cie de Fives-Lille	41 800 000 00	43 900 000	40 000 000	42 100 000	Mur continu sans caissons.
Couvreux et Hersent	»	»	38 275 125	39 153 325	Mur continu sur caissons.

La soumission Couvreux et Hersent fut acceptée. On peut estimer dès maintenant à 2 millions environ la somme que l'on devra ajouter au forfait relatif. Dans le cas où les travaux ne seraient pas terminés dans le délai de six ans et sept mois, les adjudicataires subiraient une retenue de 1 000 francs par jour de retard. Les payements se font par acomptes de 300 000 francs; la retenue de garantie est de $\frac{1}{20}$.

Clauses du cahier des charges relatives au mur de quai. — Après avoir donné ces renseignements généraux sur l'ensemble de l'entreprise, nous allons indiquer les conditions spéciales imposées au mur de quai. Ce mur, for-

mé de maçonnerie, doit avoir son arête supérieure à la cote $6^m,50$ au-dessus du plan de comparaison du nivellement général du royaume belge, la marée basse ordinaire à Anvers étant à la cote $+ 0^m,15$. Il doit résister à une surcharge de 6 tonnes par mètre carré de quai disposée tant sur le mur que sur le terre-plein. La surface supérieure du massif des fondations doit se trouver à 8 mètres sous le niveau de la marée basse ordinaire ; des hauteurs minima de $2^m,50$ et de 5 mètres étaient fixées pour ce massif suivant les points. Enfin tout le parement, jusqu'à 1 mètre en contre-bas du niveau de marée basse ordinaire, doit être en pierre de taille, et une tablette doit couronner le mur. Le cahier des charges fixe d'ailleurs le nombre des montants d'accostage, des bornes et croisillons d'amarrage, ainsi que des échelles.

Sans parler du canal d'accès au bassin de batelage, le mur doit être modifié en trois points pour l'établissement d'embarcadères flottants reliés au quai par des rampes mobiles (ou des escaliers pour deux des embarcadères).

Ces embarcadères doivent être logés dans des enclaves et ne faire aucune saillie sur le parement du mur de quai.

Profil du mur de quai (Pl. 14, *fig.* 1, 2 *et* 3). — Le profil du mur de quai a été déterminé de façon à satisfaire aux conditions fixées par le cahier des charges. Le massif de fondation présente une largeur de 9 mètres, et sa partie supérieure est arasée à 8 mètres au-dessous de la basse mer ordinaire. Quant à sa hauteur, elle est variable et a généralement été déterminée par la condition, pour le massif de fondation, de descendre à $2,^m50$ au minimum au-dessous du fond du lit : il en résulte que, dans les parties où ce fond aura besoin d'être dragué pour obtenir un tirant d'eau de 8 mètres, l'épaisseur est précisément de $2^m,50$; lorsque le tirant d'eau naturel est de plus de 8 mètres, l'épaisseur de la fondation augmente en conséquence : elle atteint ainsi et dépasse même un peu 5 mètres.

Immédiatement au-dessus de la fondation, la largeur du mur se réduit à 7 mètres, grâce à des retraites de $1^m,50$, du côté du large, et de $0^m,50$, du côté de terre. La face vers l'Escaut a un fruit de $\frac{1}{10}$, sur $5^m,83$ de hauteur, et de $\frac{1}{20}$, dans toute la partie supérieure. Le fruit total se trouve être ainsi de $1^m,01$ pour une hauteur de $14^m,35$.

Le parement d'arrière est vertical jusqu'au niveau de la marée basse; au-dessus, on avait d'abord prévu une série de voûtes en plein-cintre, accolées les unes aux autres, avec des pieds-droits de $1^m,50$ d'épaisseur et de 4 mètres de profondeur, ce qui laissait, en avant de ces voûtes, une épaisseur de plus de 2 mètres de maçonnerie. L'entre-axe des pieds-droits avait 6 mètres et l'épaisseur des voûtes était de 1 mètre. Mais on a renoncé à ce mode de construction et l'on a préféré définitivement un mur ordinaire à redans de 2 mètres de hauteur : cette disposition a paru plus commode pour l'exécution, à cause du mouvement des eaux sous l'influence de la marée; les maçonneries présentant une plus grande surface avec le système des voûtes, le mortier eût été plus exposé à se délaver. Si l'on considère le profil type avec fondation à $10^m,50$ au-dessous de marée basse, l'épaisseur moyenne est de $0^m,43$ de la hauteur, et le cube par mètre courant est de $97^m,25$.

M. Hersent estime à 7 700 francs, le prix du mètre courant, ce qui donne un prix moyen de $79^f,17$ pour le mètre cube de maçonnerie.

Calculs de résistance. — Les calculs de résistance ont été faits en admettant les bases suivantes :

Angle de glissement du remblai. . . .	45°.
Poids du mètre cube de remblai. . . .	$1\,500^k$.
Poids du mètre cube de maçonnerie. .	$1\,800^k$.
Surcharge par mètre carré de mur et de terre-plein.	$6\,000^k$.

On n'a pas tenu compte de la contre-pression exercée par l'eau en avant du mur.

Nous avons appliqué au type des quais d'Anvers la méthode de calcul indiquée par M. l'Ingénieur en chef de Lagrené dans le numéro des *Annales* du mois de décembre 1881, en adoptant les chiffres ci-dessus. On trouve ainsi une pression moyenne, sur la surface supérieure du béton de fondation, de $2^k,83$ par centimètre carré et une pression maxima vers l'arête de $5^k,03$. Nous avons également cherché la pression sur le sable, dans le cas d'un massif de fondation de 5 mètres de hauteur, et nous avons obtenu comme pression moyenne, par centimètre carré, $3^k,25$ et comme pression maxima $5^k,46$.

Dans ce calcul, comme dans le précédent, la résultante des diverses forces rencontre la base à l'intérieur du noyau central.

Les hypothèses faites par M. Hersent sur l'angle de glissement et la densité du remblai ne nous paraissant pas très-vraisemblables, nous avons fait aussi les calculs de résistance en partant des chiffres admis par les Ingénieurs des Ponts et Chaussées pour les murs de quai de l'avant-port de Gand, savoir :

Angle de glissement. . . . . 30°.
Poids du mètre cube de remblai. . . . $1\,740^k$.
Poids du mètre cube de maçonnerie. . $1\,800^k$.
Surcharge par mètre carré. . . . . . . $6\,000^k$.
(On tient compte de la contre-pression de l'eau).
Nous avons alors obtenu :
1° Sur la surface supérieure du béton de fondation :
Pression moyenne. . . . . $3^k,96$
Pression maxima. . . . . $7^k,51$
2° Sur le sable (fondation de 5 mètres de hauteur) :
Pression moyenne. . . . . $3^k,96$
Pression maxima. . . . . $7^k,51$

Dans les deux cas, la résultante rencontre la base en dehors du noyau central.

Nous croyons devoir faire ici une remarque, parce qu'elle présente un intérêt général au point de vue de l'application de la méthode de M. de Lagrené. Si l'on calcule d'après elle la contre-poussée du sable qui s'élève extérieurement contre le massif de fondation, on trouve qu'elle est moindre que celle qu'occasionnerait de l'eau, en sorte qu'un affouillement, ne descendant pas au-dessous de la face inférieure du massif de fondation, aurait pour effet d'augmenter la stabilité.

L'explication de cette antinomie est simple : tant que le mur n'éprouve absolument aucun mouvement, la contre-pression est bien celle qu'indique le calcul (*) ; mais, si le moindre tassement se produit, le mur presse à son tour contre le sable, qui peut produire une réaction supérieure à la contre-pression invariable de l'eau. En prenant celle-ci pour base du calcul, on est donc sûr de ne pas faire une hypothèse trop favorable. On remarquera du reste, qu'il serait imprudent, dans l'espèce, d'admettre une contre-butée plus considérable, des affouillements étant à craindre.

Matériel employé à la construction du mur de quai (Pl. 14, *fig.* 4 *et* 5). — La construction du mur de quai présentait des difficultés sérieuses, car une grande partie doit être établie dans le fleuve, jusqu'à 100 mètres de la rive, dans des profondeurs d'eau variant de 8 à 12 mètres à marée basse et de 14 à 18 mètres à marée haute et au milieu d'un courant dont la vitesse atteint $1^m,90$ par seconde.

MM. Couvreux et Hersent ont eu recours à des caissons, foncés à l'aide de l'air comprimé, de 25 mètres de longueur uniforme. Le point capital pour ne pas exagérer la dépense

(*) Cela ne serait même pas exact si le terrain était assez peu compact pour que les pressions pussent se transmettre dans l'eau interposée suivant les lois de l'hydrostatique.

était le réemploi de la plus grande partie possible des fers. A cet effet le caisson proprement dit, placé à la partie inférieure, est seul abandonné; sa hauteur est celle du massif de fondation. Sur le caisson s'adapte un batardeau en tôle, dans lequel on exécute la maçonnerie du mur à sec et à l'air libre, et que l'on peut adapter successivement à divers caissons. Entrons dans quelques détails.

Chaque caisson a 25 mètres de longueur, 9 mètres de largeur et une hauteur variant de 2^{m},50 à 6 mètres, suivant la profondeur qu'il doit atteindre. La partie inférieure, qui constitue la chambre de travail où l'on exécute le déblai à faire au fond du fleuve, a 1^{m},90 de hauteur ; le plafond est formé d'une tôle de 0^{m},006 sur laquelle sont assemblées des poutres transversales espacées de mètre en mètre; au-dessous, des consoles servent à fixer les parois verticales ; cinq ouvertures donnent passage à la cheminée d'accès et à quatre cheminées pour béton. La partie supérieure du caisson porte une cornière percée de trous pour la fixation du batardeau.

Les caissons, une fois construits, sont lancés à l'eau à l'aide d'un plan incliné, et on les amène auprès du lieu d'emploi.

Les batardeaux ont, en plan, les mêmes dimensions que les caissons ; leur hauteur est de 14 mètres et leur poids d'environ 160 tonnes ; leur épaisseur étant de 0^{m},50, les dimensions intérieures sont de 24 mètres et de 8 mètres. A la partie inférieure, l'épaisseur du batardeau est occupée sur 1^{m},50 de hauteur, par une galerie qui règne sur tout le pourtour et qui sert pour le boulonnage et le déboulonnage. Cette galerie étant étanche, à l'exception de sa face inférieure, percée de 360 trous pour les boulons, on peut y insuffler de l'air comprimé qui en chasse l'eau : des vannes facilitent la sortie de celle-ci. On y accède par quatre cheminées surmontées de sas à air. Deux bandes de caoutchouc assurent l'étanchéité du joint.

Du dessus du plafond de la galerie d'assemblage partent vingt-six grandes poutres verticales, formant avec les cheminées l'ossature du batardeau. A ces poutres est fixé le bordage en tôle, qui a des épaisseurs variant de 12 à 6 millimètres. Ce bordage est encore raidi par des cadres placés horizontalement à $0^m,50$ l'un de l'autre, entre les montants principaux. La partie supérieure du batardeau est entretoisée parallèlement aux petits côtés, par douze grandes poutres croisillonnées de 3 mètres de hauteur, et par deux autres de même hauteur dans le sens de la longueur. En bas, le contreventement du batardeau résulte de son attache même sur le caisson. Il reste entre les deux soutiens un espace libre de 9 mètres de hauteur rendu rigide pendant le travail par des étrésillons mobiles placés à $1^m,50$ l'un de l'autre. Comme cet étrésillonnement ne peut guère être réalisé dans le sens de la longueur, on monte dès l'abord les maçonneries voisines des deux petits côtés, afin de pouvoir contre-buter ceux-ci. Des portes à clapets sont percées dans les parois du batardeau pour l'introduction des matériaux.

Le poids de cet appareil, y compris le sas, les cheminées les étrésillons, etc., est de près de 200 tonnes. On conçoit dès lors que la manœuvre en doit présenter des difficultés sérieuses. Un échafaudage flottant sert à soulever le batardeau pour le mettre sur le caisson et à le guider pendant la construction du mur, à transporter et à mettre en place l'ensemble du batardeau et du caisson quand le poids de la maçonnerie est assez grand pour permettre l'échouage, enfin à relever le batardeau quand le mur est monté jusqu'à $0^m,60$ au-dessus de marée basse. Cet échafaudage est porté par deux bateaux ou flotteurs de 26 mètres de longueur et 5 mètres de largeur, espacés l'un de l'autre de 10 mètres.

L'échafaudage lui-même est formé de six fermes de 12 mètres de hauteur ; les deux fermes extrêmes sont entretoisées sur toute la hauteur, tandis que les quatre inter-

médiaires sont complètement libres pour permettre la montée et la descente du batardeau. Cette double opération s'opère à l'aide de 12 palans à 5 brins chacun, dont l'attache supérieure se trouve au bout de chaque ferme et de chaque côté. Les 12 palans sont actionnés par autant de treuils à noix montés sur une transmission qui entraîne régulièrement les chaînes calibrées. Une machine à vapeur communique un mouvement identique à tous les treuils, de sorte que le poids de 200 tonnes du batardeau peut être soulevé de 10 à 12 mètres en une heure. Pour compenser les petites inégalités des chaînes, on a ajouté à l'extrémité supérieure de chaque palan, un ressort à cinq disques en caoutchouc qui régularise la répartition de la charge.

En même temps que l'échafaudage, les deux bateaux portent toutes les machines et appareils nécessaires à la construction du mur et au fonçage du caisson. Sur le bateau placé vers le fleuve, une machine à vapeur de 25 chevaux actionne 2 machines soufflantes, dont chacune peut fournir 300 mètres cubes d'air à l'heure; 2 grues, pour l'élévation et l'introduction dans le batardeau des briques, pierres cassées, moellons piqués, sont mues par la même machine. Sur l'autre bateau, une machine semblable met en mouvement les broyeurs à mortier et les grues desservant ces broyeurs, ainsi que la pompe aspirante et foulante qui distribue l'eau aux éjecteurs dont nous parlerons bientôt et qui servent à expulser les débris de la chambre de travail.

Enfin l'appareil est complété par quatre foyers électriques du système Jablokhoff, qui permettent le travail de nuit; l'électricité provient de machines placées à terre.

L'ensemble des deux bateaux et de l'échafaudage est maintenu à la place voulue par 12 treuils dont les chaînes sont attachées chacune à une ancre de 500 kilogrammes.

Construction d'un tronçon de mur de 25 mètres. —

Voyons maintenant comment on utilise cet outillage. L'échafaudage flottant portant le batardeau est amené à la place voulue et amarré solidement. Le dessous du batardeau se trouve à $0^m,70$ environ au-dessus de la surface de l'eau; on amène le caisson, et on l'introduit, au moment de l'étale de haute ou de basse mer, sous le batardeau ; on descend celui-ci, on fait le boulonnage et on fixe la cheminée du sas à air. Pour faciliter l'assemblage du caisson et du batardeau, on refoule de l'air dans la chambre de travail, ce qui tend à soulever le caisson et le presse fortement contre le batardeau. On place les écrous des boulons d'assemblage dans le caisson, de façon à pouvoir retirer les boulons eux-mêmes à la fin du travail.

Cela fait, on pose le béton sur le plafond du caisson et on l'élève jusqu'à son sommet, puis on commence la construction du mur. Ce travail est poussé plus vite vers les extrémités que dans le milieu, afin que les petits côtés, qui ne sont pas étançonnés, ne supportent pas de trop fortes pressions avant d'être soutenus par la maçonnerie. Lorsque les maçonneries voisines des grands côtés arrivent au niveau d'une ligne d'étrésillons, on pose à l'avant du mur un petit étrésillon et l'on enlève le grand. La face opposée n'étant en retraite que de $0^m,50$ sur la fondation, les maçonneries y touchent directement la paroi intérieure du batardeau. Comme le centre de gravité du mur est en dehors de l'axe on remplit de sable l'intervalle existant entre la paroi avant et le mur.

Les maçonneries sont continuées ainsi jusqu'à ce que le caisson touche le fond à marée basse. On met alors le caisson en ligne au moyen de treuils et de chaînes fixées aux ancres, en se servant de l'air comprimé pour le soulager. Pour déterminer exactement la position à donner au caisson, les traces d'un alignement défini sur le terrain sont marquées sur les deux faces extrêmes du caisson, et il suffit de les amener toutes deux dans l'alignement. En fai-

sant cette opération dans deux directions à peu près rectangulaires; on obtient une grande exactitude. La position vérifiée, on lâche la pression et le caisson s'échoue.

Quelques difficultés se présentent alors, car, même si l'on a précédemment régularisé le fond à la drague, on le trouve inégal : sous l'influence du calme relatif qui se produit sous le caisson, lorsqu'il est voisin du fond, le sable se dépose en formant un mamelon de 7 à 8 mètres de diamètre, dont l'axe est placé à peu près à 1^{m},50 de la paroi du caisson voisine de la rive. Le caisson prend alors une position plus ou moins inclinée; on profite de la première marée basse pour descendre dans la chambre de travail, au moyen de l'air comprimé, et régler promptement le terrain. On continue ensuite les maçonneries dans le batardeau comme avant l'échouage, jusqu'à ce que le poids soit assez considérable pour qu'il n'y ait pas soulèvement quand on introduira l'air comprimé sous le plafond, même à marée haute.

Alors commence le déblayement sous le caisson. Le sol à traverser est formé de sable vert du gault, fin et compact. Ce sable se délayant facilement dans l'eau, son évacuation hors du caisson se fait par un procédé ingénieux appliqué pour la première fois par MM. Couvreux et Hersent, en 1875, lors de la fondation des piles des ponts du canal de Gand à Terneuzen. Les déblais sont délayés dans une caisse d'une contenance de 150 litres environ, avec de l'eau envoyée par une pompe placée extérieurement; au fond de la caisse, s'adapte un tuyau de 0^{m},10 de diamètre, qui débouche extérieurement, après avoir traversé le plafond puis la paroi du caisson. Deux hommes jettent le sable dans la caisse; l'eau le délaye, et le tout est évacué en ouvrant un robinet. Cette évacuation est due à ce que la caisse est à une certaine hauteur (1 mètre environ) au-dessus du sol : il en résulte que l'eau y est soumise à une pression supérieure à celle qui répondrait à son niveau, puisque l'air a partout la même tension correspondant au

niveau inférieur du caisson ; il peut s'y ajouter en outre, ainsi que cela a lieu à Anvers, un certain excès de pression, résultant de la résistance opposée par le sable environnant à l'échappement de l'air sous les bords du caisson. Le sable seul est évacué ainsi, et l'on doit en séparer les nombreuses et grosses coquilles de Vénus, qui y sont parfaitement conservées.

Le sable traversé étant bien homogène, on arrête le déblayement quand le caisson s'est enfoncé de $2^m,50$ au-dessous du niveau des dragages ou du fond actuel de la rivière, si ce fond est à plus de 8 mètres au-dessous de la basse mer moyenne. On introduit alors le béton par les 4 cheminées spéciales.

Le mortier et le caillou y sont versés alternativement : le mélange s'opère sous l'action du passage de l'air comprimé. On pousse le béton sous le plafond de façon à laisser le moins de vide possible en se retirant vers la cheminée centrale, par laquelle on achève le remplissage. Ce travail terminé, on déboulonne toutes les cheminées, pour pouvoir les enlever avec le batardeau.

Les ouvriers travaillant dans l'air comprimé sont divisés en deux équipes, qui y restent chacune six heures de suite et font deux reprises chaque jour. Aucun accident n'a été produit par ce séjour quotidien de douze heures dans de l'air dont la pression dépasse parfois trois atmosphères. L'éclairage du caisson se fait avec des bougies, les ouvriers aimant pouvoir éclairer à leur guise le point où ils travaillent (*). Chaque équipe est composée de vingt ouvriers.

(*) Des essais d'éclairage électrique qui paraissent avoir bien réussi, après quelques tâtonnements, ont été faits en 1882. On se sert de lampes Swann alimentées par deux batteries de 20 accumulateurs de Faure qu'on charge avec une machine Gramme. Chaque lampe est renfermée dans un globe de verre fort protégé lui-même par une grille en bronze. L'éclairage est sensiblement meilleur qu'avec les bougies, et la fumée est supprimée; mais, d'après M. Hersent, cette installation est assez coûteuse. Une lampe supplémentaire est placée près des machines, pour indiquer au mécanicien si les accumulateurs sont assez chargés. On éclaire, avec cette installation, trois caissons, chacun d'eux exigeant huit à dix lampes.

Quand la maçonnerie est élevée, à l'intérieur du batardeau, jusqu'au-dessous de la première assise de moellons piqués, laquelle se trouve à 1 mètre en contre-bas de marée basse, on vérifie la position du caisson et l'on rectifie au besoin l'alignement du parement. Puis on élève la maçonnerie jusqu'à $0^m,60$ environ au-dessus de marée basse, et l'on procède au démontage du batardeau. A cet effet, on envoie de l'air comprimé dans la galerie d'assemblage; quatre hommes y descendent et enlèvent les boulons en six heures. Les palans sont amarrés au batardeau; on procède au soulèvement, qui exige une demi-heure, et, à marée haute, le batardeau peut passer au-dessus des maçonneries. Il se trouve de suite en état d'être posé sur un nouveau caisson. Le nombre des ouvriers travaillant aux maçonneries dans un batardeau est assez variable, sans toutefois s'écarter beaucoup de 150.

Les premiers tronçons de mur ont été construits en 35 à 40 jours; mais aujourd'hui le travail n'exige plus que 25 jours. On peut dire dès lors que l'on fonde un mètre de mur chaque jour, dans chaque appareil.

Après l'enlèvement du batardeau, on doit remplir l'espace qu'occupaient les cheminées et former le joint entre deux tronçons consécutifs (*Pl.* 14, *fig.* 6). La partie inférieure des joints est extrêmement étroite et remplie de sable : il n'y a rien à faire pour elle. Mais la partie répondant au batardeau présente forcément une largeur *minima* de 1 mètre (épaisseur des deux batardeaux). Trois rainures de $0^m,80$ de largeur et de $0^m,50$ de profondeur ont été ménagées dans la maçonnerie pour assurer la solidarité du béton avec les murs; pour maintenir le béton aux extrémités, on y place deux panneaux en bois portant des brides en fer recourbées qui pénètrent dans les coulisses voisines. Le remplissage du joint et des cheminées se fait à l'aide de caisses s'ouvrant par le fond. Ensuite on élève les maçonneries à sec. Avant d'opérer le remblai en arrière, on

pose au pied du mur, particulièrement au droit des joints, de la terre de *schorre* (argile alluvionnaire), qui forme une masse compacte et empêche les filtrations de l'eau à travers le mur.

Organisation générale du chantier. Matériaux employés. — Le chantier des quais de l'Escaut comporte trois batardeaux et un égal nombre d'échafaudages flottants. Ces appareils se trouvent disséminés sur l'étendue de la section en cours d'exécution, attendu qu'on ne peut pas les juxtaposer, puisque deux caissons consécutifs doivent être à peu près jointifs.

On construit les caissons dans un chantier établi à l'amont du port, près de l'emplacement du futur bassin d'échouage.

Ainsi que nous l'avons dit, chaque caisson est accompagné des broyeurs nécessaires à la fabrication du mortier qui doit y être employé; mais le mélange de trass, de sable et de chaux y est amené tout fait, à l'aide de bateaux. Ce mélange présente les proportions suivantes :

Chaux de Tournai.	3
Trass.	1
Sable.	2

C'est la composition du mortier à maçonnerie; le béton est fait suivant d'autres proportions :

Chaux.	3
Sable.	1
Trass.	2
Pierre cassée.	3
Briquaillon.	3

La chaux est fournie vive, et on l'éteint sur le chantier.

La brique, qui compose tout le mur, à l'exception du massif de fondation et de la partie supérieure du parement, est fabriquée par les entrepreneurs eux-mêmes à l'aide de fours circulaires établis sur la rive gauche de l'Escaut, à Hemixen. La briqueterie couvre une superficie

de 20 hectares et occupe 250 ouvriers. On y fabrique annuellement près de 25 millions de briques.

La pierre de taille, dite *petit granit*, provient de Soignies. C'est une pierre calcaire.

Lorsque nous avons visité Anvers, au mois de juillet 1881, toute la partie amont du quai était terminée, non seulement depuis l'origine jusqu'à l'entrée du bassin de batelage, mais encore depuis ce point jusqu'au bastion Saint-Michel. La longueur ainsi construite est d'environ 1250 mètres; elle comprend un débarcadère flottant, consacré au bateau à vapeur qui transporte les voyageurs en provenance ou à destination du chemin de fer à voie étroite ($1^m.10$) de Gand à Anvers par le pays de Waes lequel aboutit sur la rive gauche de l'Escaut, au lieu dit la Tête-de-Flandre, auprès du fort de ce nom.

La partie du quai en cours de construction se trouvait comprise entre le bastion Saint-Michel et le point où l'alignement du nouveau quai rencontre l'alignement actuel du quai Van Dyck.

Aménagements du terre-plein (Pl. 14, *fig.* 7). — L'État livre le terre-plein du quai à la ville d'Anvers, qui reste chargée de l'aménager et de l'exploiter. Ce terre-plein présentera une largeur de 100 mètres depuis l'arête du mur de quai jusqu'à l'alignement des maisons riveraines, et sera aménagé de la manière suivante. En arrière de la tablette du couronnement et des bornes d'amarrage régnera une voie de 4 mètres de largeur pour grues hydrauliques, à l'intérieur de laquelle sera posée une voie ordinaire en vue du chargement direct des wagons. Au-dessous de ces voies, et reposant sur la première retraite du mur, se trouvera l'aqueduc contenant la conduite d'eau sous pression et servant à l'évacuation de l'eau dépensée par les grues. Immédiatement à la suite du second rail de la voie des grues, seront établis des hangars de 50 mètres de largeur, formés d'une série de travées de 12 mètres

perpendiculaires à la direction du quai. On accolera un nombre de ces travées donnant une longueur à peu près égale à celle des navires devant accoster auprès du hangar considéré (les quais de l'Escaut seront consacrés à peu près exclusivement aux services réguliers).

L'intervalle entre deux hangars consécutifs sera de 12 mètres, de façon qu'on puisse remanier la longueur des hangars, si le besoin s'en fait sentir.

Sous l'extrémité des hangars opposée au fleuve se trouvera une voie de chargement ; puis, à l'extérieur, deux voies serviront au remisage des wagons pleins et des wagons vides. Au delà enfin seront posées les deux voies principales. Les entre-voies seront de $3^{m},35$. Des batteries de plaques relieront la voie de chargement direct, la voie des hangars et les voies de remisage, mais les voies principales seront reliées à ces dernières par des communications.

Une clôture séparera les voies ferrées de la chaussée consacrée à la circulation ordinaire, qui présentera une largeur de 20 mètres, trottoirs compris.

La pose des voies est commencée ; elles partent de la nouvelle gare du Sud.

Digue de raccordement (Pl. 14, *fig.* 8 *et* 9). — Le mur de quai commence à l'entrée du futur bassin d'échouage ; comme il avance notablement en ce point dans l'ancien lit de l'Escaut, on a dû, de l'autre côté de l'entrée, construire une digue raccordant le nouvel alignement avec la berge du fleuve. Cette digue présente une largeur de 4 mètres en couronne et des talus inclinés à 2 de base pour 1 de hauteur, du côté de terre, et à 3 de base pour 2 de hauteur, du côté du large.

Lorsque le terrain naturel se trouvait au-dessus de marée basse, la digue a été simplement formée d'un noyau de sable enveloppé par une couche uniforme de schorre de 1 mètre d'épaisseur. Du côté du fleuve, la surface du schorre est défendue par un perré de $0^{m},25$ à $0^{m},30$ d'é-

paisseur en moellons de la Meuse, dont le pied s'enfonce dans un enrochement en briquaillons placé dans une cunette creusée dans le sol.

Dans les points où le terrain était au-dessous de marée basse, la partie supérieure de la digue a été formée comme nous venons de le dire. Au-dessous du niveau de marée basse, le noyau de sable, toujours enveloppé de schorre, est contenu entre deux cordons, l'un, celui du côté de terre, formé de briquaillons, l'autre formé de fascines et ayant son talus recouvert d'un enrochement de 1 mètre d'épaisseur. On a pu fonder ainsi la digue de raccordement jusqu'à $6^{m},40$ au-dessous du zéro ; elle présentait alors une hauteur totale de $12^{m},90$, sa crête étant, comme celle du mur de quai, à la cote $6^{m},50$.

§ 2. — *Bassin de batelage.*

Dispositions d'ensemble (Pl. 15, *fig.* 1). — Le bassin de batelage, dont la construction faisait, comme nous l'avons dit, partie de l'entreprise adjugée à MM. Hersent et Couvreux, est creusé dans le terre-plein de l'ancienne citadelle du Sud. Le fond a été descendu à 2 mètres au-dessous du niveau de la marée basse, et le couronnement des murs de quai est à la cote $6^{m},35$ au-dessus de ce même niveau. Le bassin est divisé en trois parties : celle du milieu a $266^{m},50$ de longueur sur 65 mètres de largeur ; les deux autres ont respectivement 246 mètres et $225^{m},50$ de longueur sur 50 mètres de largeur. La superficie totale est par suite de 41 397 mètres.

Les passes de communication de l'une à l'autre ont 20 mètres de longueur sur 10 mètres de largeur ; un pont tournant est établi sur chacune de ces passes.

L'écluse de communication avec l'Escaut comprend trois parties distinctes :

1° La chambre des portes d'amont, avec son seuil à

$0^m,30$ au-dessus du fond du bassin, contient deux paires de portes d'èbe et de flot; elle a une largeur de 13 mètres et ses bajoyers portent un pont tournant pour voitures et voies ferrées.

2° Le sas a 75 mètres de longueur sur 25 mètres de largeur, son radier est à $2^m,81$ au-dessous de marée basse.

3° La chambre des portes d'aval présente des dispositions analogues à celle d'amont.

Enfin un chenal d'accès sépare l'écluse de l'Escaut et permet aux bateaux de se mettre à l'abri du courant. Ce chenal a son plafond à $2^m,50$ sous marée basse; sa largeur est de 50 mètres, de même que sa longueur.

Fondation des murs de quai (Pl. 15, *fig.* 2). — Les murs de quai du bassin de batelage reposent, au niveau du fond de ce bassin, sur une couche de béton de 1 mètre d'épaisseur et 5 mètres de largeur, comprise entre deux files de pieux et palplanches.

Les épuisements n'ont présenté aucune difficulté, deux pompes centrifuges débitant chacune 360 mètres cubes à l'heure ayant été suffisantes.

On commença par battre les pieux et les palplanches à l'aide d'une sonnette à vapeur montée sur des chariots, en aidant le battage par une injection d'eau; mais ensuite on reconnut que l'injection, accompagnée d'une certaine pression sur les pieux et palplanches, était suffisante pour provoquer l'enfoncement dans le sable.

On employa donc le procédé en usage dans les ports du nord de la France.

Écluse (Pl. 15, *fig.* 3, 4 *et* 5). — La tête amont de l'écluse de communication avec l'Escaut a été fondée par le même procédé que les murs de quai du bassin, si ce n'est que la couche de béton a reçu $2^m,50$ d'épaisseur. Le travail a été fait à l'abri d'un batardeau en terre établi en travers du chenal de l'écluse de la Porte-de-Fer, qui alimentait naguère les fossés de la citadelle. Le mur supportant le

chemin de roulement du pont tournant repose simplement sur une plate-forme en charpente portée par des pieux de 4 mètres.

La tête aval et une partie du sas devant empiéter sur la rivière, on se décida à fonder toute la tête aval dans un caisson à air comprimé formant un batardeau complété par des massifs de terre reliant sa partie arrière avec la rive. Le sas devait être fondé à l'abri de ce batardeau. Le caisson comprenant toute la tête aval de l'écluse avait 40 mètres de longueur sur 23 de largeur. Il était divisé, à sa partie inférieure, en cinq chambres de travail complètement distinctes. La partie supérieure, de 11 mètres de hauteur, formait une caisse unique; les tôles des parois longitudinales, qui avaient pendant le travail un appui continu sur la maçonnerie, n'avaient que $0^{m},004$ d'épaisseur; celles des deux bouts, qui formaient batardeau, avaient $0^{m},007$. Ces dernières étaient maintenues par des poutrelles en bois verticales reposant en bas contre la maçonnerie et s'appuyant en haut contre une forte poutre en fer étayée.

Ce caisson, pesant 400 tonnes, fut construit dans une enceinte voisine de l'Escaut, à un niveau tel qu'en y faisant entrer l'eau, il se trouva à flot. Parti de son bassin au moment de l'étale de marée haute, le caisson n'arriva qu'une heure après au droit de son emplacement; le courant empêcha de l'y amener : échoué sur un terrain non préparé, le caisson éprouva un gauchissement assez considérable, mais qui disparut aussitôt qu'il fut de nouveau à flot. A la marée haute suivante, il fut mis en place.

Le béton fut alors posé sur le plafond, de manière à encastrer les poutres; puis on éleva les maçonneries des bajoyers le long des parois longitudinales jusqu'à ce que le caisson touchât le fond et ne se relevât plus à marée haute. On laissa alors entrer l'eau dans la partie supérieure, après avoir mis le caisson exactement en place; puis on insuffla

de l'air comprimé dans les chambres de travail pour faire le dressement du fond, qui avait été préalablement dragué au niveau voulu, mais s'était modifié sous l'influence des courants. Le déblai fut expulsé par le procédé employé au chantier des quais de l'Escaut; puis les chambres de travail furent remplies de béton.

Les batardeaux en terre reliant le caisson à la rive ayant été exécutés, on démonta la paroi du côté d'amont, et on ferma les vannes de la paroi d'aval. On put alors épuiser tout l'espace occupé par la tête aval et le sas; on termina la tête, et l'on fonda le sas par le même procédé que la tête amont et les quais du bassin de batelage. Le radier présente une épaisseur de 1 mètre; les bajoyers sont semblables aux murs de quai, si ce n'est que le parement est en pierre de taille sur toute sa hauteur. L'écluse, commencée le 1er septembre 1878, a été achevée le 1er avril 1880.

Quartier avoisinant. — Le côté ouest du bassin de batelage n'est pas encore bordé de constructions, étant encombré par les chantiers, et devant en outre recevoir diverses installations, telles que l'usine d'accumulation de la force hydraulique pour le service des quais de l'Escaut. Au contraire, la rive opposée est entièrement construite. Il se forme du reste, avec une très grande rapidité, tout un quartier neuf entre l'ancienne ville et le groupe formé par le bassin de batelage et la gare du sud. Une large rue en voie d'exécution reliera ce nouveau quartier à la place Verte, centre de la ville. Ce développement rapide d'Anvers vers le sud forme un contraste marqué avec l'absence de constructions ordinaires dans les terrains voisins des bassins maritimes.

Le bassin de batelage est déjà assez fréquenté, bien que les mariniers aient encore à leur disposition trois des anciennes criques de l'Escaut : on peut prévoir qu'il ne pourra plus suffire aux besoins quand il devra recevoir toute la batellerie naviguant sur l'Escaut.

§ 3. — *Formes de radoub. Bassins projetés.*

Conduit construit à l'air comprimé (Pl. 15, *fig.* 6, 7 *et* 8). — Nous ne nous étendrons pas sur le prolongement du bassin du Kattendyck, non plus que sur la construction de trois nouvelles formes de radoub, travaux exécutés par la ville d'Anvers, attendu que le mémoire de M. Quinette de Rochemont en donne une idée suffisante. Il est néanmoins un détail qui mérite de fixer l'attention : nous voulons parler de la construction à l'air comprimé d'un conduit souterrain destiné à établir la communication entre les nouvelles formes et le puits des machines d'épuisement.

Le fond du conduit devait se trouver à $8^m,50$ en contre-bas du niveau des eaux du bassin, dans une couche de sable vert, et l'on ne pouvait épuiser sans compromettre les murs de la cale moyenne et du bâtiment des machines. M. Royers, Ingénieur de la ville, consulta MM. Couvreux et Hersent sur la possibilité de construire ce conduit à l'air comprimé. Ces entrepreneurs répondirent par l'offre de faire le travail en cinq mois, moyennant un forfait de 75 000 francs; en cas de non réussite, ils n'auraient eu droit à aucune indemnité.

La portion à construire à l'air comprimé devait partir d'un puits intermédiaire assez éloigné des constructions pour qu'on pût sans danger exécuter le reste dans une tranchée épuisée à l'air libre. Il en résultait une longueur de 90 mètres pour la partie à exécuter à l'air comprimé. Le puits en question, formé d'un anneau en maçonnerie entouré de tôles, a $3^m,70$ de diamètre extérieur et $2^m,50$ de diamètre intérieur; il a $12^m,25$ de hauteur, et le dessous a été descendu à 6 mètres en contre-bas de marée basse. Cette descente achevée, on ferma le fond par un radier en maçonnerie. On put travailler à l'air libre et sans épuisements jusqu'à 3 mètres en contre-haut de marée basse, soit

environ jusqu'au niveau de l'eau dans le bassin du Kattendyck ; de ce point jusqu'à la cote 1 mètre, on put descendre à l'aide d'épuisements ; mais, à cette cote, le sable venant avec l'eau en grande abondance, on dut avoir recours à l'air comprimé.

Un couvercle en fer, fortement armé par des poutres, fut rivé aux cornières du bordage du puits préparées à cet effet ; l'écluse à air fut posée, et le travail de descente continué ainsi fut terminé deux mois après le commencement.

Les terrains traversés étaient ainsi composés :

1° Remblais divers..	$3^m,50$
2° Terre végétale et tourbe.	$2^m,50$
3° Sable argileux verdâtre coquillier. .	$2^m,75$
4° Sable verdâtre très fin et boulant. . .	$3^m,50$
Ensemble	$12^m,25$

L'orifice pour le départ de la galerie avait été préparé d'avance dans l'enveloppe en tôle du puits, et l'on n'eut qu'à déboulonner un plateau métallique pour commencer le travail de la galerie. Celle-ci est construite en fonte, à l'aide d'anneaux de $0^m,50$ de longueur, elle mesure en dedans des nervures $1^m,50$ de hauteur et $1^m,20$ de largeur ; ses dimensions extérieures sont de $1^m,75$ et de $1^m,50$. Chaque anneau est composé de 4 pièces de fonte que des nervures permettent de boulonner les unes aux autres ainsi qu'aux anneaux voisins. Les joints sont faits avec de la corde goudronnée comprimée par le serrage.

Le déblai de l'avancement se faisait jusqu'à ce qu'on pût poser un anneau, en soutenant l'eau et le sable au moyen de l'air comprimé. Le principal danger à éviter était l'échappement de l'air par des fuites se formant dans le sable à la partie supérieure de la galerie ; aussi avait-on soin de maintenir la tension de l'air toujours égale à la pression résultant de la différence de niveau entre le dessus

de la galerie et le niveau de l'eau dans le bassin. Il en est résulté que la partie inférieure du front d'avancement a toujours donné un peu d'eau. Dès qu'un anneau était en place et boulonné, on le garnissait soigneusement de sable, et l'on mettait un peu d'argile à la partie supérieure pour fermer les petits orifices par lesquels l'air comprimé aurait pu s'échapper.

Les déblais étaient amenés dans le puits au moyen d'une petite voie, qui servait aussi au transport des morceaux d'anneaux. Une seule écluse a suffi à l'évacuation des déblais et à l'introduction des pièces de fonte.

La galerie est droite sur 50 mètres de longueur, puis une courbe et un petit alignement l'amènent au puits des pompes. Comme la direction avait été établie sur une très petite base (la largeur du puits), on voulut la vérifier. A cet effet, 3 trous de sondage furent pratiqués dans le sol avec des tuyaux à gaz dans lesquels on refoulait de l'eau à l'aide d'une pompe à incendie. La direction fut toujours trouvée bonne.

Dix hommes composaient l'équipe, travaillant dans l'air comprimé : deux faisaient le déblai, quatre en opéraient le transport et l'enlèvement, et quatre autres enfin étaient occupés au placement des anneaux. Les ouvriers se relevaient de six en six heures.

Un jour, un accident arriva à la machine motrice de la pompe à air, qui se trouva ainsi arrêtée pendant une heure. L'eau afflua immédiatement, entraînant une grande quantité de sable; mais heureusement on avait eu la précaution de préparer deux panneaux ayant la forme de la galerie, et ils furent mis de suite en place, sans quoi la galerie eût été complètement remplie de sable. Quand la machine soufflante fut remise en marche, elle eut beaucoup de peine à refouler l'eau qui venait, surtout à l'arrière, en suivant la conduite; néanmoins le travail put être repris au bout de six heures.

Après le démontage du plateau supérieur du puits, la galerie a été reconnue bien étanche.

L'ordre de commencer les travaux ayant été donné par la ville d'Anvers, le 15 septembre 1879, le travail fut terminé dans les premiers jours de 1880.

Projets de nouveaux bassins. — Le commerce du pétrole (Pl. 16, *fig.* 1). — Par une convention en date du 19 janvier 1881, l'État a cédé à la ville d'Anvers le terre-plein de la citadelle du Nord et des terrains adjacents ou voisins, d'une contenance de près de 34 hectares, en même temps que la maison Hanséatique, une ancienne caserne et un terrain de 2 271^m,16.

L'État s'est engagé en outre à exécuter le détournement du petit et du grand Schyn par l'avant-fossé de l'enceinte fortifiée. De son côté, la ville d'Anvers payera à l'État une somme de 3 776 000 francs et établira de nouveaux aménagements maritimes à l'emplacement du terre-plein de la citadelle du Nord. Elle en soumettra les plans, avec l'indication des voies de communication à ouvrir et des terrains à exproprier, à l'approbation du Gouvernement. Cette approbation sera donnée dans le délai de six mois à dater de la remise des plans, quant à l'emplacement et au dispositif de l'écluse de mer, et dans le délai de trois mois pour tous les autres ouvrages. Le Gouvernement s'engage d'ailleurs envers la ville d'Anvers à établir les voies et les installations de chemins de fer nécessaires à une bonne exploitation des nouveaux bassins, les terrains étant mis gratuitement par la ville à la disposition de l'État.

Les nouveaux établissements maritimes paraissent devoir comprendre un grand bassin destiné aux steamers transatlantiques et un bassin spécial pour les pétroles. Le grand bassin communiquerait avec l'Escaut par une écluse dont le radier serait à la cote (—5^m,00), ce qui la rendrait accessible, à marée haute, aux navires du plus fort ton-

nage. Il communiquerait aussi, par l'intermédiaire d'un petit bassin à créer également, avec le bassin du Kattendyck.

En ce qui concerne le bassin aux pétroles, il ne faudrait pas croire que sa création fût motivée par des craintes d'incendie. On sait, en effet que, si les pétroles bruts émettent, à la température ordinaire, des vapeurs inflammables et sont par suite très dangereux, les pétroles raffinés ne présentent pas le même inconvénient et peuvent être regardés comme simplement combustibles. On conçoit dès lors que la logique exige que les pétroles soient raffinés le plus près possible du lieu de provenance. On peut donc prévoir que, lorsque des circonstances artificielles n'interviennent pas, les pétroles importés doivent être généralement raffinés. La statistique montre en effet que les pétroles bruts ne sont importés qu'en faible quantité, sauf en France et en Espagne, pays où les principes protecteurs l'ont emporté, malgré les raisons de sécurité publique qui auraient dû, semble-t-il, faire renoncer les adversaires les plus ardents de la liberté commerciale à protéger une branche de l'industrie nationale aussi dangereuse que l'est le raffinage du pétrole (*).

Voici du reste un résumé des exportations de pétrole des États-Unis vers les ports de l'Europe, en 1880.

(*) Deux récents incendies, l'un dans le port de Cette, l'autre en pleine Méditerranée, sont venus confirmer cette appréciation.

DESTINATION.	RAFFINÉ. barils.	BRUT. barils.
Bordeaux	»	47 680
Le Havre	»	177 352
Marseille	1 650	62 998
Bilbao	»	24 461
TOTAUX	1 650	312 491
Anvers	717 454	6 353
Amsterdam	193 188	»
Brême	1 191 911	74 799
Hambourg	454 947	»
Londres	508 609	10
Liverpool	133 807	50
Rotterdam	142 425	»
Stettin	218 900	»
Trieste	256 114	»
Autres ports	190 846	2
TOTAUX	3 788 201	81 214

Si dans le tableau qui précède et dont les chiffres sont empruntés à un rapport de la Société commerciale, industrielle et maritime d'Anvers on considère spécialement ceux relatifs au port d'Anvers, on voit que le pétrole brut n'y est importé qu'accidentellement. Si donc on désire y avoir un bassin spécial pour les pétroles, ce n'est pas dans le but de prévenir le retour de sinistres qui ont pu se produire lorsque des pétroles bruts étaient déchargés en grande quantité, mais qui ne sont plus à craindre aujourd'hui ; c'est afin d'avoir un outillage spécial pour le chargement et le déchargement, ainsi que des hangars et des voies ferrées permettant d'éviter les frais de camionnage.

§ 4.— *Renseignements commerciaux et statistiques.*

M. Quinette de Rochemont a fait connaître avec d'assez grands détails l'importance et la nature du commerce

d'Anvers. Nous nous bornerons donc à peu près à indiquer d'une façon générale la progression de ce commerce depuis 1875, dernière année pour laquelle M. Quinette de Rochemont ait donné des résultats complets. Toutefois nous rappellerons les chiffres généraux résumant le commerce d'Anvers depuis 1840, de cinq en cinq années, et nous reproduirons ces chiffres dans des tracés graphiques, qui mettent la loi de variation mieux en évidence qu'un tableau (Pl. 15, *fig.* 9). Tous nos chiffres sont empruntés au rapport de la Société commerciale, industrielle et maritime d'Anvers sur l'exercice 1880.

Voici d'abord un tableau résumant les mouvements de la navigation maritime à l'entrée.

ANNÉES.	NAVIRES A VOILES.		NAVIRES A VAPEUR.		TOTAUX.		
						TONNAGE.	
	Nombre.	Tonnage.	Nombre.	Tonnage.	Nombre.	Total.	Moyen
1840	1 052	159 540	120	19 751	1 172	179 291	153
1845	1 802	255 374	139	32 156	1 941	287 530	148
1850	1 144	183 846	282	55 319	1 426	239 165	168
1855	1 673	283 684	330	88 440	2 003	372 124	186
1860	2 158	406 834	410	139 610	2 568	546 444	213
1865	2 049	447 870	861	328 473	3 010	776 343	254
1870	2 380	689 741	1 745	772 865	4 125	1 362 606	330
1875	1 550	496 887	2 717	1 649 910	4 267	2 146 797	503
1880	1 324	562 665	3 158	2 500 562	4 482	3 063 227	684

Quant aux nombres de tonnes de marchandises importées ou exportées par mer, durant les années 1875, 1877 et 1879, ils ont été les suivants :

ANNÉES.	IMPORTATIONS.	EXPORTATIONS.	ENSEMBLE.
1875	1,710,009	354,665	2,064,674
1877	1,919,879	435,294	2,355,173
1879	2,412,888	516,920	2,929,808

Voici d'ailleurs un tableau résumant le mouvement par mer, par terre et par la navigation intérieure, de 1875 à 1879.

Quantités des marchandises.
(1000 kilogrammes.)

ANNÉES.	IMPORTATIONS (COMMERCE GÉNÉRAL).			EXPORTATIONS (COMMERCE SPÉCIAL).		
	TOTAL.	Par terre et rivières.	Par mer.	TOTAL.	Par terre et rivières.	Par mer.
1875	1,851,190	141,181	1,710,009	576,275	221,610	354,665
1876	2,251,264	149,365	2,101,899	595,766	275,403	320,363
1877	2,063,696	143,817	1,919,879	709,694	274,400	435,294
1878	2,388,853	181,256	2,207,597	746,012	320,861	422,151
1879	2,594,656	181,768	2,412,888	878,588	361,668	516,920
Comparaison de 1879 avec 1875	+ 40 p. %	+ 29 p. %	+ 41 p. %	+ 52 p. %	+ 63 p. %	+ 46 p. %
Comparaison de 1879 avec 1876	+ 15 p. %	+ 22 p. %	+ 15 p. %	+ 47 p. %	+ 31 p. %	+ 61 p. %
Comparaison de 1879 avec 1877	+ 26 p. %	+ 26 p. %	+ 26 p. %	+ 24 p. %	+ 32 p. %	+ 19 p. %
Comparaison de 1879 avec 1878	+ 9 p. %	»	+ 9 p. %	+ 18 p. %	+ 13 p. %	+ 22 p. %

ANNÉES.	TRANSIT GÉNÉRAL A LA SORTIE.				
	TOTAL.	MODE DE TRANSPORT A LA SORTIE.		MODE DE TRANSIT.	
		Par terre et rivières.	Par mer.	Transit direct.	Sorties d'entrepôt.
1875.	118,766	91,788	26,978	84,382	34,384
1876.	121,456	93,281	28,175	85,119	36,337
1877.	146,633	109,540	37,093	107,853	38,780
1878.	132,127	102,133	29,994	96,808	35,319
1879.	150,482	106,122	44,360	96,841	53,641
Comparaison de 1879 avec 1875. .	+ 27 p. %	+ 16 p. %	+ 64 p. %	+ 15 p. %	+ 56 p. %
Comparaison de 1879 avec 1876. .	+ 24 p. %	+ 14 p. %	+ 57 p. %	+ 14 p. %	+ 48 p. %
Comparaison de 1879 avec 1877. .	+ 3 p. %	— 3 p. %	+ 20 p. %	— 10 p. %	+ 38 p. %
Comparaison de 1879 avec 1878. .	+ 14 p. %	+ 4 p. %	+ 48 p. %	»	+ 52 p. %

Le mouvement de l'émigration par Anvers est extrêmement variable. Le tableau suivant indique les chiffres les plus élevés et les plus faibles qui ont été constatés depuis 1843 pour l'émigration directe. En ce qui concerne l'émigration par voie indirecte, nous n'avons des renseignements que pour les années 1879 et 1880.

Années	Nombre d'émigrants directs
1843	3 179
1847	15 800
1850	6 831
1854	25 719
1855	7 589
1857	13 446
1859	1 300
1864	5 827
1866	3 401
1867	9 048
1868	1 810
1869	3 071
1870	218
1871	0
1873	6 358
1875	4 735
1879	9 828
1880	19 990

En ajoutant aux chiffres relatifs aux années 1879 et 1880 le nombre des émigrants indirects, on obtient les totaux suivants :

1879	13 943
1880	28 157

Le chiffre de 19990, relatif à l'émigration directe en 1880, se décompose d'ailleurs de la façon suivante au point de vue des destinations :

New-York	13 768
Philadelphie	4 619
Rio-Janeiro, Brésil et la Plata	1 603

On voit que la navigation maritime se développe rapidement à Anvers, abstraction faite de l'émigration, dont les variations ne suivent pas de loi visible; mais il en est au-

trement de la construction et même de l'acquisition des navires par des armateurs de ce port. Voici, en effet, quelle est l'importance du matériel naval d'Anvers :

La marine d'Anvers, au 31 décembre 1879, comptait 55 navires, dont 17 voiliers et 38 steamers, jaugeant ensemble 68 038 tonneaux.	68 038	tonneaux.
Pendant l'année 1880, il a été lancé 2 steamers du port de.	1 896	—
1 bateau fluvial a été transformé en navire de mer.	73	—
Les nationalisations ont été de :		
4 steamers jeaugeant ensemble. . . .	8 677	—
Et 6 voiliers.	2 679	—
Total.	81 363	tonneaux.

D'autre part, le port d'Anvers a perdu :

1 steamer vendu à l'étranger.	623[t]		
3 voiliers vendus.	990		
1 steamer par événement de mer.	1 063		
3 voiliers.	1 446		
		5 122	—
Au 31 décembre 1880, la marine d'Anvers se composait donc de 18 voiliers et 42 steamers jaugeant ensemble		76 241	tonneaux.

Au contraire de la navigation maritime, la navigation intérieure ne se modifie que lentement, ainsi que le montre le tableau suivant, qui donne le nombre et le tonnage des bateaux d'intérieur arrivés à Anvers en 1875, 1879 et 1880 :

ANNÉES.	NOMBRE des bateaux.	TONNAGE.	
		TOTAL.	MOYEN.
1875	28 300	1 327 950	46,9
1879	31 877	1 569 741	49,2
1880	34 751	1 688 288	48,5

Enfin les chemins de fer ont vu leur trafic croître à peu près dans le même rapport que la navigation maritime.

Années.	CHEMIN DE FER DE L'ÉTAT.			GRAND CENTRAL.			TOTAUX.		
	Arrivages.	Expéditions.	Totaux.	Arrivages.	Expéditions.	Totaux.	Arrivages.	Expéditions.	Totaux.
1875	»	»	»	»	»	»	746 656	902 192	1 648 848
1879	»	»	2 264 997	281 446	352 233	633 679	»	»	2 898 676
1880	1 080 936	1 388 262	2 469 198	397 345	311 946	709 291	1 478 281	1 700 208	3 178 489

§ 5. — *Construction d'un hôpital.*

Bien que ce genre de travail s'écarte du sujet propre de notre étude, nous croyons devoir dire quelques mots d'un hôpital dont on termine la construction à Anvers et dont les dispositions présentent un certain intérêt. Répartir les malades dans un certain nombre de bâtiments bien aérés est une chose universellement reconnue utile ; mais, en voulant la réaliser, on court risque d'avoir un ensemble dispersé et d'un service difficile. Pour éviter cet inconvénient, on a eu recours, à Anvers, à la disposition suivante (Pl. 16, *fig.* 2 et 3) :

A l'entrée, se trouve un bâtiment où est installée l'ad-

ministration de l'hôpital ainsi que les pièces de réception des malades. Derrière ce bâtiment existent quatre cours séparées par la chapelle, par un bâtiment comprenant la cuisine, la pharmacie et les réfectoires des internes et des infirmiers, et enfin par le bâtiment des religieuses. Le fond de la dernière cour, est occupé par les bains. Une galerie de communication enveloppe le tout et est reliée à chacun des bâtiments intérieurs. Les malades enfin sont logés dans des tours cylindriques extérieures, reliées à la galerie de communication. Ces tours présentent un rez-de-chaussée et un étage; leur diamètre extérieur est de 20 mètres, et elles doivent contenir 20 malades à chaque étage.

Un bâtiment annexe est établi en regard de chaque tour, à cheval sur la galerie de communication. Ce bâtiment contient toujours un escalier, un ascenseur et un monte-plats. On y trouve en outre, soit des chambres d'isolement, soit des chambres de malades payants. Un autre petit bâtiment, diamétralement opposé par rapport à chaque tour, renferme un lavoir, des cabinets, une salle de bains et une tisanerie.

La galerie de communication présente trois étages, dont le supérieur est découvert et forme terrasse. Le plus bas est au-dessous du sol et servira surtout à l'enlèvement des cadavres. Cette galerie relie, comme nous l'avons déjà dit, par elle-même et par ses branchements, toutes les parties de l'hôpital, comprenant deux bâtiments en sus de ceux que nous avons déjà signalés : l'un renferme la salle des morts, la chambre ardente et la salle d'autopsie ; l'autre est occupé par la salle d'opérations et ses annexes. Enfin un bâtiment complètement isolé, situé en arrière de tout l'hôpital renferme la buanderie.

Le nombre des tours étant de huit, et chacune d'elles devant contenir 40 lits, on pourra y placer 320 malades. En tenant compte des chambres d'isolement et des chambres de malades payants, on arrivera à recevoir environ 400 ma-

lades. La surface du polygone circonscrit aux bâtiments, non compris la buanderie, est d'environ 30 000 mètres.

CHAPITRE II.

GAND.

Le temps n'est plus où Charles-Quint pouvait dire à François Ier : « Je mettrai votre Paris dans mon Gand. » Mais rien cependant n'annonce dans cette ville une décadence irrémédiable, et elle a toujours su conserver ses filatures et ses tissages, ainsi que ses fabriques de dentelles. Si donc l'ancienne splendeur de Bruges n'offre plus qu'un intérêt purement historique et artistique, la ville de Gand mérite de fixer l'attention des ingénieurs et des économistes, car elle n'a point déserté le combat pour la vie, et elle fait les plus énergiques efforts pour recueillir le plus possible de miettes du festin d'Anvers. Nous allons successivement examiner les moyens de communication de Gand avec la mer et les aménagements existants ou projetés de son port; puis nous donnerons quelques renseignements sur l'importance de son commerce.

La partie historique de notre étude ne sera guère qu'un résumé très-succinct d'une notice publiée au mois de septembre dernier à l'occasion de l'inauguration du nouveau bassin au bois par le roi des Belges, et dont les auteurs sont MM. Bruneel, secrétaire de la chambre de commerce, et Braun, ingénieur honoraire des Ponts et Chaussées et directeur des travaux de la ville de Gand.

§ 1. — *Les communications avec la mer.*

Voies anciennes (Pl. 17). — Au xe siècle, la mer s'étendait encore par des bras longs et profonds presque jus-

qu'aux portes de la ville; mais elle reculait peu à peu, et le Bræckman s'envasait, ainsi que l'ancienne rivière appelée le torrent des Châtelains. D'autre part, l'Escaut, avec le long détour qu'il fait pour arriver à la mer, ne pouvait être pratiqué avantageusement par la navigation maritime. Aussi Bruges, qui disposait du beau port de Damme, florissait-elle au détriment de sa rivale. Celle-ci, résolue à reconquérir les avantages que la nature lui avait repris, obtint en 1251, de la comtesse de Flandre, Marguerite de Constantinople, l'autorisation de se relier au port de Damme par le Swyn et le canal de la Liève. Ce travail assura pour plus de deux siècles la prospérité de Gand.

Mais les dépôts d'alluvions, qui avaient déjà failli ruiner la capitale de la Flandre orientale, vinrent la frapper de nouveau en même temps que la capitale de la Flandre occidentale; le port de Damme s'ensabla en effet, et les efforts des Brugeois pour le préserver demeurèrent impuissants.

Lorsqu'ils virent que, de ce côté, des sacrifices considérables seraient nécessaires pour conserver une communication facile avec la mer, les Gantois, peu disposés à faire un travail dont leurs rivaux seraient les premiers à profiter, reportèrent leurs vues vers le nord. En 1547, ils obtinrent de Charles-Quint l'autorisation de canaliser l'ancienne pêcherie des Châtelains et de la prolonger par un canal aboutissant au lieu appelé aujourd'hui le Sas-de-Gand. Le travail fut poussé avec vigueur, et en 1562 le *canal du Sas* put être inauguré.

Les guerres de religion vinrent malheureusement faire perdre à Gand les avantages de son travail. Pendant quatre-vingts ans, la navigation resta interrompue sur le canal, qui, lui-même fut absolument négligé. Le triste état où le canal du Sas se trouva à la fin de cette période et aussi les difficultés faites par la Hollande décidèrent les Gantois à se retourner vers Bruges, qui avait relié son port à l'Écluse (Sluis) : de là la construction du canal de Gand à Bruges,

autorisée en 1613 par les archiducs Albert et Isabelle. Mais les guerres continuèrent à exercer leur influence désastreuse. Passant de main en main, Gand faisait d'infructueux efforts pour mettre les canaux du Sas et de Bruges en rapport avec les besoins du commerce : les travaux étaient interrompus sans cesse, et souvent les traités venaient empêcher de jouir des travaux exécutés.

Le canal de Terneuzen. — L'antagonisme entre la Belgique et la Hollande étant la principale cause du mal, Gand put espérer des jours meilleurs lorsque, en 1814, les deux pays furent réunis. Le canal du Sas était alors dans un triste état ; il ne servait plus guère qu'à la navigation locale, et son chenal d'accès au Braeckman suffisait à peine à l'écoulement des eaux. On proposa alors de remettre le canal en état et de le prolonger jusqu'à l'Escaut occidental. L'idée eut d'abord peu de succès, et ce ne fut qu'en 1822 que, pressé par la nécessité de soustraire les terrains bas à une submersion presque permanente pendant la saison humide, le gouvernement hollandais prescrivit l'étude d'un projet définitif.

Ce projet fut approuvé l'année suivante, et le travail fit l'objet d'une concession basée sur la perception de taxes à payer par les terrains assainis et par la navigation. Après avoir subi quelques modifications, le projet fut exécuté dans les conditions suivantes :

La longueur totale du canal était de 34 716 mètres, ainsi répartis :

1er bief, de Gand au Sas. . . .	21 360 mètres.
2e bief, du Sas aux écluses de Terneuzen.	12 756 —
3e bief, des écluses de Terneuzen à l'Escaut.	600 —
Ensemble.	34 716 mètres.

La largeur au plafond, de 8 mètres dans le bief supérieur, allait en croissant de 12 à 20 mètres, de l'écluse

du Sas jusqu'à un point de bifurcation en amont de Terneuzen. Dans cette partie, la pente du fond était régulière, et la dénivellation totale s'élevait à 1m,20; à la traversée du Braeckman, le canal en était séparé par deux digues.

A Terneuzen, deux écluses étaient établies, avec portes d'èbe et de flot; celle du bras occidental avait 12 mètres d'ouverture, et celle du bras oriental 8 mètres seulement. La longueur utile de la grande écluse était de 90 mètres.

Dans les deux premiers biefs, le tirant d'eau était de 4m,40; et, à Terneuzen, le busc aval de la grande écluse était à 5m,61 au-dessous du niveau des marées moyennes. La largeur utile des ponts fut fixée à 12 mètres comme celle de la grande écluse de Terneuzen. Une écluse analogue remplaça l'ancienne écluse du Sas-de-Gand.

Les travaux furent conduits avec une remarquable activité, car l'inauguration du canal put avoir lieu le 18 novembre 1827. Les deux années suivantes, la ville de Gand fit exécuter les travaux nécessaires pour mettre son port en harmonie avec le canal. Nous reviendrons du reste sur cette question. L'État fit exécuter, pendant les mêmes années, quelques travaux complémentaires.

La séparation de la Belgique et de la Hollande, en 1830, eut deux effets fâcheux pour Gand, l'un temporaire et l'autre permanent. D'une part, l'état de guerre, qui se prolongea jusqu'en 1839, amena une longue interruption de la navigation et, comme suite, un fort ensablement de la cunette du canal. De grands travaux de dragage furent nécessaires, et la profondeur réglementaire ne fut obtenue de nouveau que vers la fin de 1841. D'autre part, depuis son entrée dans la commune du Sas-de-Gand, le canal est situé tout entier sur le territoire hollandais, en sorte que, pour employer une expression vulgaire, les Belges ne sont pas maîtres chez eux, et toute question qui touche à la partie zélandaise du canal devient une affaire diplomatique.

Les premières négociations qui durent être engagées après la remise en état du canal furent relatives à l'écoulement des eaux des polders de la Flandre zélandaise. Jusqu'alors, l'évacuation de ces eaux avait eu lieu par le canal, ce qui obligeait à y abaisser le niveau des eaux pendant la saison pluvieuse à $0^m,20$ au-dessous de la retenue réglementaire, dans le bief de Terneuzen. Par un traité en date du 5 novembre 1842, le gouvernement hollandais s'engagea à construire des canaux spéciaux pour l'évacuation des eaux des polders. Après l'achèvement de ces rigoles, la Belgique put disposer librement du canal pour sa navigation, ainsi que pour l'évacuation des eaux d'inondation du bassin du Gand.

Amélioration de la section belge. — Pendant vingt ans environ, il ne fut plus question de modifier l'état de choses existant; mais, en 1865, l'importance croissante de la navigation, surtout de la navigation à vapeur, provoqua diverses propositions tendant à augmenter le tirant d'eau du canal, soit par creusement soit par relèvement du plan d'eau. On songea aussi à creuser un nouveau canal exclusivement sur le territoire belge.

Quatre années furent occupées par des études, discussions, pétitions (*), meetings, visites aux ministres, etc. Enfin, en 1870, on s'arrêta définitivement au système de l'approfondissement, sans relèvement du plan d'eau, et l'on mit en adjudication les travaux de redressement, d'élargissement et d'approfondissement à exécuter entre le pont du chemin de fer de Gand à Eccloo et celui de Lan-

(*) Dans une délibération du conseil communal de Gand en date du 22 janvier 1866, nous trouvons le vœu que le canal de Terneuzen soit muni de bateaux brise-glaces. Bien qu'il n'ait pas été donné satisfaction à ce vœu jusqu'à ce jour, nous avons pris quelques renseignements sur les engins de cette nature employés en Belgique, notamment sur le canal de la Campine, le canal de Louvain et celui de Bruxelles à Willebroeck. Ce sont des bateaux larges et plats, à avant relevé, que tirent des chevaux et qui, montant sur la glace, la brisent par leur poids. On paraît obtenir de bons résultats, au moment d'un dégel franc, alors que la glace présente encore $0^m,15$ d'épaisseur.

gerbrugge et dans la traverse de Rieme, territoire d'Ertvelde. Les éléments du profil transversal adopté étaient les suivants :

Mouillage.	6^{m},50
Inclinaison des talus 3 de base pour 1 de hauteur.	
Élévation des chemins de halage au-dessus de la flottaison.	2 mètres.
Largeur au plafond.	17 —
Largeur à la flottaison.	56 —
Largeur entre les crêtes des berges.	68 —

Cette première entreprise ne comprenait, en fait d'ouvrages d'art, que la construction de deux éclusettes de 4 mètres d'ouverture; le cube des déblais s'élevait à un peu plus de 1 000 000 de mètres. Les travaux furent confiés aux entrepreneurs Lambert et Cie pour la somme de 1 248 500 francs. Commencés à la fin de l'année 1870, ils furent terminés en 1875, sans avoir rien présenté de bien remarquable.

Cependant le gouvernement belge n'avait pas encore arrêté un programme bien précis pour l'ensemble des travaux. Un projet de loi déposé en février 1873, relatif à l'exécution de travaux publics pour une somme de 179 millions, ne comportait que 2 millions pour l'amélioration du canal. Ce fut un tolle général, et le conseil communal, soutenu par les meetings, se rendit en corps à Bruxelles.

En présence de ces manifestations de l'opinion publique, le Gouvernement prit un parti, adopta définitivement le profil précédemment admis, et mit en adjudication les travaux à exécuter entre Langerbrugge et Rieme, sur une longueur de 8 kilomètres. Ces travaux, comprenant 2 200 000 mètres cubes de terrassements et quelques ouvrages d'art, furent adjugés moyennant 2 933 140 francs à MM. Couvreux et Hersent. Des travaux de moindre im-

portance furent adjugés également, pour une somme de 410 071 francs. Enfin, en 1876, on procéda à l'adjudication des travaux relatifs à la section du canal aboutissant à la frontière néerlandaise. Ces travaux, à exécuter sur une longueur de 4 042 mètres, comportaient 1 120 000 mètres cubes de terrassements et la construction de trois ponts; ils furent adjugés, moyennant 2 291 000 francs, à MM. Couvreux et Hersent.

Ces entrepreneurs se trouvaient ainsi avoir à exécuter 3 400 000 mètres cubes de terrassements. Ce cube s'est réparti de la manière suivante entre les divers modes d'exécution.

Cube enlevé	à la brouette.	1 200 000	mètres cubes.
—	à l'excavateur.	220 000	—
—	à la drague. .	1 980 000	—
	Ensemble. . .	3 400 000	mètres cubes.

Le travail à la brouette et à l'excavateur a exigé des épuisements assez onéreux, le sable détrempé étant mal enlevé par l'excavateur et s'échappant trop facilement des wagons. En 1875 l'excavateur a extrait 168 000 mètres cubes en 166 journées de travail.

Les produits des dragues, au nombre de deux, ont été transportés en dépôt par quatre procédés distincts : 1° quand le déchargement devait avoir lieu au droit même de la drague, les godets déversaient directement dans un long couloir présentant une pente de 0^{m},05 environ, où une pompe centrifuge projetait un volume d'eau égal approximativement à trois fois celui des dragages. Le transport pouvait ainsi s'opérer à 40 ou 45 mètres de la drague, mais les sables délayés prenant un talus d'environ 0^{m},01, l'espace recouvert s'étendait bien au delà de la zone de déversement. 2° Lorsqu'un transport à distance notable était nécessaire, on utilisait, suivant les conditions du lieu de dépôt, des bateaux percés remplissant l'office de bateaux à clapets, des bateaux dans lesquels un débarquement

flottant à long couloir redraguait les déblais, et enfin un appareil plus ou moins analogue au propulseur centrifuge employé au canal d'Amsterdam à la mer. Nous reviendrons plus loin sur ce dernier appareil et nous dirons seulement ici quelques mots sur les bateaux percés. Les trous étaient fermés par des tampons qu'on levait au moyen de vis; une fois les trous ouverts, on projetait dans le bateau le produit d'une pompe à vapeur, pour entraîner les déblais. Ces bateaux portaient environ 50 mètres cubes et étaient vidés en 10 à 15 minutes; ils pouvaient remblayer jusqu'à $1^m,50$ au-dessous de la surface de l'eau.

MM. Couvreux et Hersent terminèrent leurs travaux à la fin de 1878. Une nouvelle adjudication venait d'avoir lieu pour le complément des travaux sur la section belge du canal. Elle s'éleva au chiffre de 1 032 000 francs, et MM. Willems frères, entrepreneurs, terminèrent leur travail en 1881.

Section hollandaise. Convention diplomatique. — Ainsi se trouvait achevée l'amélioration de la partie belge du canal de Terneuzen : elle avait coûté 7 914 711 francs, non compris les frais de surveillance. Mais ces travaux seraient-ils utiles ou non ? c'est ce qu'on n'aurait pu affirmer, car les négociations étaient encore pendantes avec le gouvernement hollandais au sujet de l'exécution des travaux sur son territoire.

Un premier projet de convention, signé le 24 juin 1874, fut présenté aux Chambres ; ce projet donnait satisfaction aux vœux du commerce de Gand, mais il assurait à perpétuité au port de Terneuzen tous les avantages résultant des tarifs différentiels d'exportation, d'importation ou de transit, établis ou à établir pour les transports par les voies ferrées de l'État belge en faveur des ports belges les plus favorisés. Cette clause souleva à Anvers et ailleurs des protestations tellement vives que le Gouvernement, sans attendre le vote du Parlement, engagea de nouvelles né-

gociations. Il parvint à obtenir, moyennant quelques concessions secondaires, que la stipulation en faveur de Terneuzen n'aurait d'effet que pendant quinze années.

Malgré cette concession très sérieuse de la Hollande, l'opposition d'Anvers demeura très vive, tandis que Gand s'efforçait de faire approuver la convention. Mais grâce aux efforts des députés d'Anvers et de M. Frère-Orban, leader de l'opposition, le rejet fut voté à la fin de mai 1876. Grande fut l'émotion causée par ce vote dans la ville de Gand; mais elle ne put obtenir en 1877 et 1878 que l'assurance que de nouvelles négociations étaient ouvertes avec la Hollande.

Lorsqu'en juin 1878 la Chambre fut renouvelée, les électeurs de Gand imposèrent naturellement à leurs députés le mandat impératif de consacrer tous leurs efforts à la question du canal de Terneuzen. M. Frère-Orban, devenu Ministre des Affaires étrangères et président du conseil, se trouvait dans une situation difficile, obligé de faire aboutir une question qui passionnait à tel point une partie du pays et lié d'autre part, par son opposition à la convention précédente. Il engagea donc de nouvelles négociations avec la Hollande, et fut assez heureux pour pouvoir, le 18 novembre 1879, soumettre à la ratification du Parlement une nouvelle convention ne contenant plus aucune clause de nature à soulever de l'opposition en Belgique. La ratification fut votée, par les Chambres belges, les 25 février et 9 mars 1880, et, par les Chambres hollandaises, les 9 et 19 avril suivant.

Aux termes de cette convention, les projets sont dressés par les soins du Gouvernement hollandais et agréés par le gouvernement belge, et les travaux sont exécutés par la Hollande aux frais de la Belgique. Actuellement, les expropriations suivent leur cours, et les travaux sont à la veille d'être mis en adjudication. Les Gantois espèrent que le canal sera terminé vers la fin de l'année 1883.

§ 2. — *Le port de Gand.*

Anciens établissements maritimes (Pl. 18, *fig.* 1). — Le canal de Gand à Terneuzen, inauguré en 1827, rendait indispensable un bassin destiné à recevoir les navires; aussi la ville de Gand construisit-elle promptement un bassin de 1 700 mètres de longueur, $4^{m},50$ de profondeur, 40 mètres de largeur au fond et 60 mètres à la ligne de flottaison. Trois quais en maçonnerie, de 60 mètres de longueur chacun, furent construits aux débouchés des trois principales rues. Ces aménagements furent complétés successivement par un entrepôt, une voie ferrée pour le desservir, puis un chemin de fer de ceinture. En outre on établit divers débarcadères en charpente ou en fer et maçonnerie, ainsi que des hangars. Dès 1869, on décida l'installation d'appareils Armstrong comprenant deux élévateurs, trois grues et un appareil contre les incendies; et tout récemment l'État a passé une convention avec la ville en vue de l'utilisation de la machine à vapeur et de l'accumulateur de celle-ci pour la manœuvre de quatre nouvelles grues et d'un cabestan à établir par l'administration des chemins de fer.

Idée génerale des nouveaux établissements maritimes (Pl. 18, *fig.* 1). — Cependant le premier crédit relatif à l'approfondissement du canal de Terneuzen avait été ouvert en 1870; dès les premiers jours de 1871, le Ministre des Travaux Publics nomma une commission mixte chargée d'étudier les nouveaux établissements maritimes dont il convenait de doter Gand, ainsi que les raccordements nécessaires pour relier ces établissements aux stations de chemins de fer.

Cette commission dressa un projet d'ensemble qui donna lieu à de très vives discussions; il ne fut pris aucune décision, le programme des travaux du canal n'étant pas définitivement arrêté et la question des travaux à exécuter

en Hollande ne paraissant pas sur le point d'aboutir. Finalement, on s'arrêta, en 1875, à un programme qui n'a subi depuis lors que des modifications de détails et qui comprenait :

1° L'établissement d'un avant-port avec quais de débarquement, gare de virement et cales sèches ;

2° L'établissement d'un bassin au bois communiquant avec l'ancien bassin du Dock près de son origine ;

3° L'établissement d'un nouveau bassin de commerce, séparé de l'ancien bassin par un large quai couvert de hangars et de voies ferrées ;

4° La construction d'une vaste gare de chemin de fer au nord du nouveau bassin.

Avant-port. — La première chose que l'on fit fut d'exproprier tous les terrains nécessaires à la réalisation de ce programme, et cette opération occupa les années 1876 à 1879. Cependant la ville de Gand négociait avec l'État pour conclure une convention relative à l'avant-port. Voici d'abord quelles bases on arrêta pour cette partie des travaux.

La cunette de l'avant-port présenterait une longueur de 1096 mètres et des largeurs de 80 et 100 mètres. Les murs de quai seraient établis dans des conditions permettant de porter le tirant d'eau à $7^{m},50$, et la plate-forme des quais aurait 90 mètres de largeur. Cette plate-forme recevrait une voie ferrée pour les grues, une voie de chargement et de déchargement, des hangars de 37 mètres de profondeur, une voie de chargement et de déchargement, deux voies de garage et deux voies de circulation ; enfin une chaussée pavée de 20 mètres se trouverait séparée des voies ferrées par une clôture. Du côté du canal opposé aux murs de quai, c'est-à-dire sur la rive gauche, deux cales sèches seraient construites au fond de la gare d'évitement.

Sur ces bases fut conclue, en 1880, une convention d'après laquelle l'État prenait à sa charge toutes les dé-

penses, à l'exception de celles relatives aux engins de chargement et de déchargement, aux hangars et aux salles d'attente pour les voyageurs des bateaux à vapeur. Le partage des recettes et des dépenses d'exploitation donnait lieu à des combinaisons assez compliquées, dans le détail desquelles il ne paraît pas nécessaire d'entrer.

Dans la séance où le conseil communal adopta cette convention, il approuva également le plan relatif à l'aménagement du nouveau quartier à créer le long du nouveau quai.

Quant à l'exécution des travaux de l'avant-port, elle a été commencée récemment, après avoir été adjugée à MM. Willems et Casse moyennant une somme de 3329122 francs. Cette adjudication ne s'appliquait pas à la gare de virement ni aux cales sèches. Le plafond du canal devant pouvoir être descendu à la cote $2^m,53$, le massif de fondation ne s'élèvera que jusqu'à ce niveau ; son épaisseur sera d'ailleurs de $2^m,50$, hauteur normale d'un caisson à air comprimé, poutres comprises. Au-dessus des caissons, que l'on remplira de béton, de la maçonnerie de briques sera exécutée entre des batardeaux boulonnés sur les caissons jusqu'à la cote $1^m,37$. Au-dessus, les maçonneries se feront à l'abri d'un batardeau naturel que les entrepreneurs devront maintenir dans la lisière de terrain de 35 mètres de largeur qui sépare l'alignement du mur de quai de la crête actuelle du canal.

Les caissons servant au fonçage de la partie inférieure du mur de quai auront 25 mètres de longueur ; les joints entre les divers tronçons ne pourront avoir plus de $0^m,80$ de largeur au-dessus des fondations, et ils seront remplis de béton. On voit que ce travail ressemblera singulièrement à celui des quais de l'Escaut à Anvers, mais avec cette différence que, sur une grande longueur, ces derniers sont établis en plein lit du fleuve.

L'exécution de la partie inférieure des murs de quai, jusqu'à la cote ($1^m,37$), a fait l'objet d'un forfait de

2 006 622 francs ; la longueur étant de 1 036 mètres, le prix du mètre courant sera de 1 939^{f},83, soit 1 940 francs. Le cube des maçonneries par mètre courant étant de 41^{m},57, le prix du mètre cube ressort à 46^{f},66. La partie supérieure est estimée 814 000 francs, soit 785^{f},71 par mètre courant. La section étant de 16^{m},92, le mètre cube revient à 46^{f},44 : la différence avec le prix de la partie inférieure paraît bien faible, malgré l'emploi d'une certaine quantité de pierre de taille dans la partie supérieure ; mais on ne doit pas oublier que l'ensemble forme une seule entreprise et que, par suite, la distinction des prix des différentes parties n'a qu'une valeur relative.

Pour établir les calculs de résistance, on a admis les hypothèses suivantes.

Talus naturel du sable.	30°
Poids du mètre cube de sable.	1 740 kilos.
Poids du mètre cube de maçonnerie. .	1 800 —
Surcharge par mètre carré.	6 000 —

Si l'on applique ces chiffres au profil adopté à Gand (Pl. 18, *fig.* 2), et si l'on fait les calculs suivant la méthode indiquée par M. l'Ingénieur en chef de Lagrené (*Annales* de décembre 1881), on trouve, pour la pression sur l'arête, au niveau de la surface supérieure du béton, 3^{k},54 par centimètre carré. Tout à fait à la base, on aurait 3^{k},22, comme pression sur le sable.

Si l'État s'est mis à l'œuvre, la ville de Gand n'est pas restée en arrière : le 30 décembre 1879, elle a décidé l'émission d'un emprunt de 12 millions, dont la moitié était destinée aux nouvelles installations maritimes. Jusqu'ici le seul travail entrepris consiste dans la construction du bassin au bois ; comme nous avons pu en étudier l'exécution avec quelque détail nous lui consacrerons un paragraphe spécial.

§ 3. — *Construction du bassin au bois.*

Description d'ensemble (Pl. 18, *fig.* 1). — La ville de Gand vient de faire construire le bassin au bois compris dans le projet d'ensemble ; l'inauguration en a eu lieu le 5 septembre dernier. Ce bassin est en communication avec le bassin du commerce, vers la jontion de celui-ci avec le canal maritine de Gand à Terneuzen. Il présente la forme d'un trapèze rectangle, à angles arrondis, de 125 mètres de largeur et de 300 mètres et 280 mètres de longueur. Ces dimensions sont celles qui existent à la crête des talus inclinés à 2 de base pour 1 de hauteur. Cette crête est à la cote $7^m,61$ au-dessus du niveau moyen des basses mers de vive eau à Ostende. Le plafond est à la cote $0^m,79$, et le niveau libre de l'eau (jauge d'été) à la cote $5^m,61$; le mouillage est donc de $6^m,40$.

Perrés (Pl. 18, *fig.* 3). — La partie supérieure des talus est revêtue d'un perré, depuis $1^m,50$ au-dessous de la jauge d'été jusqu'à la crête. Le pied de ce perré est appuyé sur une file de pieux de $2^m,50$ de longueur et $0^m,20$ de diamètre moyen, distants de 1 mètre d'axe en axe et réunis par un chapeau de $0^m,20$ sur $0^m,20$, délardé à sa partie supérieure suivant l'inclinaison du talus ; contre ce chapeau, un cours de palplanches de $1^m,50$ de longueur sur $0^m,06$ d'épaisseur retient le coussinet formant pied du perré. Ce perré est formé d'un revêtement maçonné en pierres de Tournai (calcaire noirâtre très-compact), reposant sur un massif de briquaillons coulés (*) d'une épaisseur moyenne de $0^m,30$. Les moellons smillés formant la surface du perré ayant alternativement $0^m,35$ et $0^m,25$ de queue, l'épaisseur du perré est de $0^m,60$. A sa partie supérieure, règne un couronnement en pierre de taille de $0^m,60$ sur $0^m,35$.

(*) On désigne ainsi des briquaillons arrosés de mortier liquide après leur mise en place.

Les pieux et palplanches sont en bois de hêtre. Le mortier est dit mortier de trass bâtard ; il se compose de :

3 parties de chaux éteinte de Tournai,

1 partie de sable,

2 parties de trass.

Terre-pleins et hangars (Pl. 18, *fig.* 3). — A $2^{m},60$ en arrière de l'arête des perrés sont établis des hangars à charpente métallique de 24 mètres de largeur et de longueurs respectives de 91, 126 et 175 mètres. Un pavage de 2 mètres de largeur règne entre le bassin et les hangars, et de l'autre côté de ces hangars est établie une chaussée pavée de 10 mètres de largeur qu'entourera une double voie ferrée.

Enfin, au delà de la partie publique des terrains dépendant du bassin, la ville possède des espaces considérables qu'elle a fait remblayer avec les produits des déblais du bassin et qu'elle loue par adjudication. Ces terrains sont naturellement destinés à devenir des dépôts de bois.

Conditions du marché. — L'entreprise comprenant l'ensemble des travaux, à l'exception de la construction des hangars, constitue un forfait absolu. Toutefois, une série de prix sert à régler les travaux complémentaires. Le projet prévoyait l'exécution à sec des déblais jusqu'à la cote $1^{m},11$, à l'abri d'une digue ménagée entre le bassin du commerce et le nouveau, et l'enlèvement du reste de la fouille à l'aide de dragages ; mais les entrepreneurs restaient libres de modifier ce mode d'exécution, et nous verrons qu'ils ont usé de cette faculté. Les transports devaient avoir lieu à des distances variant entre 45 mètres et 400 mètres, sans tenir compte des différences de niveau. Les terrassements, tant à sec qu'à l'aide de la drague, dont le cube était prévu devoir être de 313 819 mètres, comportaient un prix moyen de $1^{f},22$.

Le montant du détail estimatif était de 540 000 francs, dont $276\,244^{f},15$, relatifs aux terrassements. Les travaux

devaient être terminés un an après que l'entrepreneur aurait reçu l'ordre de les commencer. Chaque jour de retard devait donner lieu à une retenue de 100 francs.

MM. Déchaux et Mogniat ont été déclarés adjudicataires, moyennant un rabais de 14 p. 100. Il en résulte un prix de 1^{f},05 par mètre cube de terrassement.

Mode d'exécution des travaux (Pl. 19, *fig.* 1 *et* 2). — MM. Déchaux et Mogniat ont résolu de réduire au strict nécessaire le cube des terrassements à sec. A cet effet, ils ont creusé sur le pourtour du bassin une fouille de 20 mètres de largeur au sommet descendant jusqu'au pied du perré. Le niveau des prairies étant sensiblement le même que celui des eaux dans le bassin, cette fouille avait à peu près 1^{m},50 de profondeur. Le terrain étant composé à la surface de terre argileuse et au-dessous d'un sable siliceux très fin, des épuisements sans importance ont permis d'exécuter à sec le battage des pieux et palplanches et la construction du perré. Le cube du déblai enlevé à la brouette a été d'environ 25 000 mètres cubes.

Une puissante drague, dont chaque godet mesure environ un tiers de mètre cube, a été chargée d'enlever tout le reste. Pour opérer le transport des produits du dragage sur les prairies avoisinantes devant former le terre-plein du quai ainsi que des lieux de dépôt dont nous avons parlé, MM. Déchaux et Mogniat ont eu recours au propulseur centrifuge qui a été employé lors de la construction du canal d'Amsterdam à la mer. Cet appareil étant décrit dans le *Cours de navigation intérieure* de M. l'ingénieur en chef de Lagrené (*), nous signalerons simplement une différence entre les dispositions indiquées et celles employées à Gand. Au lieu d'être fixé à la drague et actionné par sa machine, le propulseur est porté par un bateau spécial sur lequel est établie une locomobile dont la seule fonction est

(*) Tome II, pages 172-174.

d'imprimer un mouvement de rotation à l'arbre du propulseur. La machine de la drague a une puissance de 42 chevaux nominaux, et celle du propulseur une puissance de 25 chevaux. Le propulseur employé sort des ateliers de M. Figée, à Harlem (*). Les figures 3, 4, 5, 6 et 7 de la planche 19, font connaître ses principales dispositions, ainsi que celles de la conduite de refoulement.

La drague produit environ 80 mètres cubes à l'heure, soit 1 600 mètres par journée de vingt heures effectives. Le propulseur a suffi à opérer le transport des dragages, tant que la hauteur de refoulement n'a pas dépassé $1^m,50$. On a même pu aller jusqu'à 2 mètres, mais alors la puissance du propulseur n'est plus assez grande pour prévenir des engorgements qui obligent d'arrêter la drague, pour qu'un courant d'eau pure puisse dégager le tuyau.

Il devient donc nécessaire de communiquer une nouvelle impulsion à la masse liquide et aux matières qu'elle entraîne. La première idée qui se présente à l'esprit est d'interposer une pompe centrifuge sur le parcours du tuyau de refoulement. Mais cette solution, qui réussirait sans doute avec un déblai ne contenant aucun corps volumineux, échoue complètement quand la drague déverse, de temps à autre, dans le propulseur des cailloux ou autres corps un peu gros. On peut se rendre compte en effet que le propulseur peut débiter des matières beaucoup plus volumineuses qu'une pompe centrifuge ordinaire. Outre, en effet, le nombre plus considérable des ailettes de cette dernière (8 ou 16 selon le modèle, au lieu de 2), les deux appareils diffèrent par l'orientation des ailettes, par rapport à la direction d'introduction de l'eau et des corps étrangers. Dans une pompe, l'eau est aspirée et entre avec les corps qu'elle entraîne en se mouvant dans un plan perpendiculaire à l'axe de rotation : un corps, à son entrée, est donc exposé à être choqué par une ailette et à se voir

(*) Le droit de brevet appartient à MM. Figée, Dechaux et Mogniat.

arrêté : de là des engorgements provoqués par des corps qui, d'une façon absolue pourraient passer dans la pompe. Avec le propulseur, les choses se passent tout autrement : là, il n'y a pas aspiration, et l'appareil, à axe vertical, doit plonger au-dessous du niveau de l'eau : celle-ci entre dans l'appareil par le bas et les matières draguées y tombent librement sur la tranche des palettes et dans les intervalles qui les séparent ; pourvu que leurs dimensions soient sensiblement inférieures à celles de ces intervalles, elles ne rencontrent aucune difficulté à s'y loger. Quant à l'échappement, il se fait dans les mêmes conditions que dans une pompe centrifuge, c'est-à-dire sans que rien fasse obstacle à la sortie d'un corps logé entre deux ailettes (*).

On ne doit donc pas s'étonner que l'adaptation directe d'une pompe centrifuge sur la conduite de refoulement aboutisse à un échec, ainsi qu'il est arrivé sur notre chantier de la dérivation éclusée de Saint-Aubin (**). Cette disposition n'a pas été essayée à Gand ; mais MM. Dechaux et Mogniat en ont adopté une autre qui a pleinement réussi. Vers le point où la conduite flottante atteint la rive et où va commencer l'ascension, est établi un bassin où cette conduite déverse tout son débit, et où une pompe centrifuge l'y reprend. Afin d'éviter l'aspiration de corps trop gros, une grille verticale divise le bassin en deux compartiments ; on retire de temps en temps du premier les pierres et débris de pavés et briques qui s'y sont arrêtés. La locomobile qui actionne la pompe a une puissance de 16 chevaux

(*) Ce que nous disons des pompes centrifuges ordinaires n'est pas vrai de la pompe Woodford, laquelle présente les mêmes avantages que le propulseur pour le passage des corps étrangers. Aussi, cette pompe est-elle employée comme appareil de dragage en Hollande et à Dunkerque (*Portefeuille économique des machines*, juin 1881).

(**) En se contentant d'un faible débit de matières solides (argile et sable calcaire), on a pu y porter le refoulement direct à plus de 4 mètres de hauteur (M. Emile Dollot, entrepreneur). Un essai de reprise par une pompe centrifuge, après décantation partielle, a bien réussi.

nominaux ; elle peut élever les déblais, tant par aspiration que par refoulement, à une hauteur de $2^m,50$.

Ainsi que nous l'avons indiqué, des pierres assez volumineuses ($0^m,10$ à $0^m,15$ de côté), passent aisément dans le propulseur et parcourent la conduite flottante, mais nous avons constaté, à Saint-Aubin, que des corps beaucoup plus petits, mais durs et très denses, peuvent amener de graves embarras. A l'emplacement dragué avaient été précédemment posées des voies pour terrassements à sec, et la fouille ayant été rapidement envahie par les eaux d'une crue, les voies avaient été enlevées à l'aide de plongeurs, d'où il était résulté l'abandon de nombreux crampons. Or ce fait a occasionné beaucoup d'ennuis : ces crampons se trouvant souvent serrés entre les ailettes et l'enveloppe du propulseur, il en résultait des arrêts brusques de l'appareil. D'ordinaire, une perte de temps assez considérable nécessitée par l'enlèvement du crampon était la seule conséquence de ces arrêts ; mais nous avons vu aussi l'enveloppe de fonte se briser sous l'effort.

Quoi qu'il en soit de ces détails, les travaux de Gand ont été conduits activement, car, commencés le 1er octobre 1880, ils auraient été terminés au commencement d'août 1881, si l'on n'avait pas augmenté le cube des déblais de 40 000 mètres environ par un élargissement du bassin du commerce, vers son raccordement avec le nouveau bassin au bois. Nous devons toutefois faire observer que les résultats obtenus sont bien moins favorables qu'au canal d'Amsterdam ; tandis en effet que, d'après M. l'inspecteur général Croizette Desnoyers (*), on avait dans le tube flottant un mélange de 50 à 40 p. 100 de matière solide et de 50 à 60 p. 100 d'eau, à Gand des engorgements ne tardaient pas à se produire toutes les fois que la proportion de matière solide dépassait sensiblement 15 p. 100.

(*) Notice sur les travaux publics en Hollande, page 37.

Un mot sur les dragages du canal de Gand à Terneuzen. — Les détails dans lesquels nous sommes entrés au sujet de l'emploi du propulseur centrifuge nous amènent naturellement à dire quelques mots d'un mode analogue de transport des dragages, qui a été employé par MM. Couvreux et Hersent, lors des travaux de creusement et d'élargissement du canal maritime de Gand à Terneuzen (années 1874 et suivantes). La drague versait ses produits dans un puits placé immédiatement sous les godets et dans lequel une puissante pompe centrifuge projetait en même temps tout son débit. Le mélange liquide ainsi formé pénétrait avec une certaine charge dans un tuyau de $0^m,30$ de diamètre qui débouchait à la partie inférieure du puits. Ce tuyau flottait d'ailleurs à la surface de l'eau et était composé de parties rigides en métal et de parties flexibles

Une fois arrivé sur le sol, le tuyau reposait dessus. Une pompe centrifuge, posée au milieu de cette conduite, activait la circulation depuis la drague par aspiration et refoulait les produits jusqu'à $8^m,50$ de hauteur au-dessus de la flottaison de la drague ; ils se déversaient alors dans un couloir à air libre permettant de les conduire à plusieurs centaines de mètres encore.

L'appareil a fonctionné régulièrement avec un tuyau de 200 mètres de longueur, la pompe étant placée à 130 mètres environ de la drague ; la machine actionnant la pompe avait une puissance de 20 chevaux. Le couloir à air libre peut n'avoir qu'une pente de $0^m,01$ environ. Les matières draguées se composaient principalement de sable fin.

On remarquera qu'avec cet appareil la pompe centrifuge peut être interposée directement sur la conduite du tuyau, parce qu'on peut placer une grille dans le puits, tandis que cette mesure ne serait pas pratique avec le propulseur, le mélange des produits du dragage avec l'eau n'ayant

lieu qu'au milieu des ailettes de l'appareil (*). Il faut néanmoins que les matières draguées se délayent très facilement, à l'exception de quelques corps isolés, et ce procédé ne pouvait convenir au creusement du bassin au bois, où l'on a eu à draguer une certaine quantité d'argile compacte.

§ 4. — *Renseignements commerciaux.*

Navigation maritime (Pl. 19, *fig.* 8). — Ainsi que nous l'avons indiqué, le canal de Terneuzen ne fut ouvert régulièrement à la navigation que peu avant la révolution de 1830, et l'état de guerre qui suivit ne permit pas au commerce de se développer. Il en résulte que ce n'est qu'à partir de 1840 que le port de Gand se trouva dans des conditions normales. Les renseignements qui suivent sont extraits de la brochure déjà citée de MM. Bruneel et Braun. Les tableaux ci-dessous font connaître les principaux éléments du commerce maritime de Gand, groupés par périodes décennales; nous les complétons d'ailleurs par quatre diagrammes donnant, de cinq en cinq années, les tonnages et les nombres totaux de navires, ainsi que les mêmes éléments pour la navigation à vapeur seule. Les nombres inscrits en regard de chaque période décennale, dans les tableaux, sont les moyennes annuelles qui y sont relatives.

(*) On ajoute quelquefois deux palettes qui commencent la division des matières avant leur chute dans l'eau.

PÉRIODES décennales.	NAVIRES A VOILES.			NAVIRES A VAPEUR.			TOTAUX.		
	Nombre.	TONNAGE.		Nombre.	TONNAGE.		Nombre.	TONNAGE.	
		Total	Moyen		Total.	Moyen		Total.	Moyen
1841 à 1850	»	»	»	»	»	»	238	28 021	118
1851 à 1860	218	27 752	128	27	3 536	131	245	31 288	128
1861 à 1870	264	44 058	167	101	19 055	190	365	63 113	173
1871 à 1880	302	56 916	188	294	98 770	336	596	155 686	261

Les principales marchandises d'importation sont les bois, les billes, les lins, les graines de lin, les charbons, le coton, les céréales et la créosote. L'exportation est surtout alimentée par les fruits verts, les chiffons, les sucres, le fer, les verres à vitre et les produits horticoles. Le commerce des bois mérite d'attirer l'attention d'une façon toute particulière, car il se développe plus que tout autre. Voici quel a été le tonnage annuel des navires chargés de bois, de cinq en cinq ans, à partir de 1855 :

1855.	2 287 T.
1860.	15 027
1865.	40 288
1870.	24 877
1875.	25 230
1880.	41 594
En 1871, le tonnage a atteint.	51 633

Navigation fluviale. — Le port de Gand entretient des relations assez importantes avec la Hollande, par l'intermédiaire des rivières et des canaux. En 1880, le nombre de bateaux venant ainsi de Hollande a été de 538; ils présentaient un tonnage total de 53 596 tonnes. Les bateaux à vapeur étaient au nombre de 59.

La même année, il a été constaté, tant à la remonte qu'à la descente, aux trois écluses de Gand, le passage

de 11 475 bateaux chargés et ayant un tonnage total de 1 102 520 tonnes. Un nombre important de bateaux arrivant par la Lys, le canal de Bruges et les petits cours d'eau échappe à cette statistique.

Nous dirons ici quelques mots de la partie de l'Escaut comprise entre Gand et Anvers. La distance entre ces deux ports est de 96 kilomètres environ, et le tirant d'eau maximum des bateaux allant de l'un à l'autre est de $1^m,90$. On entreprend quelques travaux de rectification qui ont plus pour but de faciliter l'écoulement des eaux de crue que d'améliorer les conditions de navigation. On peut espérer toutefois d'assez sérieux avantages à ce point de vue, car peut-être obtiendra-t-on un relèvement sensible du niveau de pleine mer à Gand, lequel est plus bas que celui d'Anvers.

On exécutera probablement huit coupures ayant pour résultat de réduire la distance entre les deux ports de 11 kilomètres. Pour l'étude des projets, on rapporte sur une même feuille le profil en long du thalweg et deux courbes faisant connaître en chaque point la largeur normale du lit et l'inclinaison naturelle des berges. Tout en admettant des arcs de cercle dans le tracé des dérivations, on se conforme au principe de la variation progressive de la courbure. Le nouveau lit devant être beaucoup plus court que l'ancien, dans chaque partie déviée, il est clair que les travaux entraîneront une modification notable dans le régime, car on donne forcément une pente très exagérée aux dérivations, et la largeur normale actuelle diffère quelquefois notablement de l'origine à l'extrémité de la partie à abandonner. Il résultera de tout cela un certain remaniement par le fleuve lui-même du lit modifié, et l'étude de ce travail naturel pourra présenter un vif intérêt.

Chemins de fer. — Les établissements maritimes sont desservis par la station de Gand-Entrepôt ; jusqu'en 1872,

elle faisait face en outre aux transports répartis maintenant entre les stations du Champ-des-Manœuvres et du Grand-Rabot. Son mouvement général était alors de 14 517 inscriptions à l'arrivée et de 32 165 au départ. Il a été, en 1880, malgré le dédoublement des services, de 16 473 inscriptions à l'arrivée et de 33 535 au départ, et le mouvement des autres stations réunies ne lui est pas inférieur. Voici le détail du mouvement à la station de Gand-Entrepôt en 1880 :

Nombre d'expéditions	au départ. . . .	16 473
	à l'arrivée. . . .	33 535
Nombre de déclarations en douane faites par le chemin de fer.		4 206
Nombre des wagons reçus chargés. . . .		16 535
Nombre des wagons partis chargés. . . .		9 963

Nous ne pouvons pas terminer cette étude sans exprimer notre reconnaissance pour l'excellent accueil que nous avons rencontré partout ; mais nous devons remercier tout particulièrement M. Van der Linden, Ingénieur des ponts et chaussées à Gand, et MM. les entrepreneurs Hersent et Déchaux.

Rouen, le 30 décembre 1881.

P.-S. — Nous croyons devoir indiquer très sommairement le degré d'avancement, au mois de juillet 1882, des travaux dont il a été parlé dans la note qui précède.

A Anvers, la partie d'amont des quais de l'Escaut est terminée, comme il résulte de ce que nous avons déjà dit, jusqu'au point où le nouvel alignement rencontre l'ancien quai Van-Dyck. La partie d'aval est en cours d'exécution, depuis l'entrée du bassin du Kattendyk jusqu'à la rencontre du quai Jordaens par le nouvel alignement. Les raccords de cette partie avec l'entrée des anciens bassins sont terminés. L'exécution de la partie des nouveaux quais en

retraite sur l'ancien alignement fera l'objet de la campagne de 1883.

A Gand, les terrassements pour l'élargissement de l'avant-port sont déjà assez avancés, et l'on a commencé la construction du mur de quai. Quant aux travaux de la partie hollandaise du canal de Terneuzen, ils sont conduits activement, tant en ce qui concerne les terrassements qu'en ce qui a trait à la grande écluse de Sas-de-Gand.

Rouen, le 1er août 1882.

CHRONIQUE.

Août 1882.

N° 51

LA RÉORGANISATION DU GÉNIE CIVIL EN ITALIE

NOTE

Par M. ARTOM, Ingénieur, Directeur du service des routes au Ministère des Travaux Publics, à Rome.

Le Parlement italien vient de voter le projet de loi, présenté en 1878 par le Ministre Baccarini, pour la réorganisation du corps du Génie civil italien, dont les attributions sont identiques à celles qui sont, en France, confiées au corps des Ponts et Chaussées (*).

Le génie civil italien était organisé d'après le titre VII de la loi de 1859 sur les travaux publics, promulguée peu après la campagne franco-italienne contre les Autrichiens. On comprend aisément que les conditions qui étaient faites à ce corps technique par la loi de 1859 ne correspondaient pas aux exigences du service dans le royaume d'Italie, tel qu'il fut plus tard constitué. Aussi, dans la nouvelle loi sur les travaux publics qui fut promulguée en

(*) Le texte complet de cette loi a été inséré dans le *Bulletin du Ministère des Travaux Publics*, cahier de juillet 1882, pages 62 et suivantes.

1865, les dispositions de la loi précédente de 1859 relatives au génie civil ne furent-elles que provisoirement conservées, et il fut prescrit que dans l'année suivante, en 1866, le Gouvernement eût à présenter au Parlement un projet de loi pour la réorganisation définitive du corps et pour en fixer les cadres.

Malheureusement, à cause de la guerre de 1866, et, plus tard, des idées générales économiques et administratives qui réglèrent pour quelques années le service des travaux publics en Italie, la disposition de la loi de 1865, prescrivant la réorganisation du génie civil presque à date fixe, ne donna suite qu'à quelques tentatives de la part des ministres du temps, qui se contentaient d'en préparer ou même d'en présenter au Parlement le projet, sans insister pour sa discussion.

En attendant, l'importance des travaux confiés directement à l'État allait croissant d'année en année, et l'on se trouvait forcé à suppléer à l'insuffisance numérique d'officiers du génie civil par un personnel extraordinaire, sans garantie d'avenir, choisi, ainsi qu'il est aisé de comprendre, d'une façon tout à fait arbitraire, par les ministres ou même par les chefs de service du ministère. Quant à l'insuffisance des traitements fixés par la loi de 1859, on répara aussi, tant bien que mal, par des suppléments provisoires et d'exception fixés pour chaque cas par décret ministériel, et par là, inévitablement avec de grandes différences entre service et service, et même entre officier et officier.

Il serait inutile de s'arrêter à démontrer que ce système, ou pour mieux dire cette absence de tout ordre systématique et régulier, est ce qu'il peut y avoir de plus pernicieux à tout point de vue. Tandis que la quantité et l'importance des travaux publics attribués directement à l'État allait rapidement croissant, la sève et la vigueur du génie civil allaient en décroissant avec une progression inquiétante.

Pour donner une idée de cet état de choses il suffira de citer les ingénieurs ordinaires de 3e classe, dont 92 étaient au mois de septembre 1881 dans la même position, 2 400 francs de traitement annuel depuis une période, variant entre six et onze ans.

Cependant les difficultés considérables d'une réorganisation du génie civil, augmentées par la nécessité de prendre un parti sur le personnel extraordinaire très nombreux, empêchaient les ministres, se succédant à travers les crises politiques malheureusement trop fréquentes en Italie, de s'en occuper sérieusement. Le cercle vicieux dans lequel on était enfermé se rendait ainsi de jour en jour plus difficile à rompre. Les difficultés qu'on aurait dû af-

fronter et vaincre, empêchaient de prendre une décision; tout retard augmentait ces mêmes difficultés.

En 1878 M. Baccarini, célèbre comme ingénieur avant que de devenir homme politique, et lui-même inspecteur du génie civil, fut nommé, peu de temps après son entrée au Parlement, ministre des travaux publics. Dans la puissante et large conception d'un programme complet de tout ce que l'Italie doit faire dans une période de vingt ans pour les travaux publics de toute sorte, l'illustre ministre plaça en première ligne la réorganisation du génie civil.

Nulle part mieux qu'en France, où le corps des ingénieurs des ponts et chaussées prête des services si importants et jouit, à juste titre, d'une si haute estime, on peut comprendre l'importance, la nécessité même, de disposer d'une saine et rigoureuse organisation d'un corps technique proportionné aux besoins, pour pouvoir songer sérieusement à fixer et à réaliser un programme très étendu de travaux publics de toute sorte.

Convaincu de cette nécessité, le Ministre Baccarini ne s'arrêta pas devant les difficultés qui avaient pourtant éloigné ses prédécesseurs de toute tentative sérieuse, et il présenta sans retard au Parlement ce projet de réorganisation auquel se relient tant et de si importants intérêts.

Une crise ministérielle obligea M. Baccarini, vers la fin de 1878, à quitter le pouvoir. Mais peu de mois après il était de nouveau appelé à cette position de Ministre des Travaux Publics du jeune royaume, qu'il occupe encore depuis trois ans, cas unique dans l'histoire politique de l'Italie, et qu'il ne quittera pas de sitôt, quand même il arriverait que l'importance politique de M. Baccarini et la considérable autorité qu'il a vaillamment acquise, devant le Parlement ainsi que devant la nation, lui fissent une nécessité de prendre la direction d'un cabinet.

Aussitôt qu'il fut revenu au pouvoir, le Ministre Baccarini présenta de nouveau au Parlement le projet de loi pour la réorganisation du génie civil, et il parvint, par l'influence que sa parole et son autorité exercent sur tous les partis, à vaincre toutes les hésitations et les oppositions, et à faire voter par la Chambre des députés et par le Sénat ce projet, qui est enfin devenu, après tant d'années de déplorable retard, une loi de l'État.

Les traitements et les cadres des officiers du génie civil sont par cette loi convenablement augmentés. Le service spécial du contrôle technique de l'exploitation des chemins de fer est attribué au génie civil, dans lequel seront incorporés, d'après des dispositions nettement établies, les anciens officiers du « commissariat »

des chemins de fer. La situation des « extraordinaires, » ayant titre et droit à une certaine considération, est réglée par la loi d'une façon convenable. Cette loi doit se trouver entièrement en vigueur dans trois ans, c'est-à-dire au mois de juillet 1885.

Pour se faire une idée de la transformation radicale que la nouvelle loi va apporter aux conditions qui étaient faites au génie civil par la loi de 1859 et par les circonstances présentes, il suffira de mettre en comparaison les données concernant les cadres et les traitements du passé et de l'avenir d'une part, et de l'autre les chiffres représentant les sommes allouées pour les travaux publics, routes, chemins de fer, ouvrages maritimes, assainissements et endiguements de torrents et fleuves aux budgets de 1861, 1871 et 1882.

Traitements et cadres.

GRADE.	LOI DE 1859		LOI DE 1882	
	Nombre des places.	Traitement.	Nombre des places.	Traitement.
		francs.		francs.
Inspecteurs	29	6 000 7 000	30	8 000 9 000
Ingénieurs en chef	91	4 000 5 000	100	5 000 6 000
Ingénieurs ordinaires	382	2 400 2 800 3 200	420	3 000 3 500 4 000
Ingénieurs élèves	93	1 000	80	2 000
Conducteurs	211	1 400 1 800 2 200	900	1 800 2 400 3 000
Conducteurs élèves	97	1 200	200	1 200

Indemnités de déplacement.

GRADE.	PAR JOUR.		PAR KILOMÈTRE.	
	Loi de 1859.	Loi de 1882.	Loi de 1859.	Loi de 1882.
	francs.	fr. c.	fr. c.	fr. c.
Inspecteurs	12	15	0 40	0 40
Ingénieurs en chef	8	9	0 30	0 30 (ingénieurs en chef et ordinaires)
Ingénieurs ordinaires	6	7 50 (ingénieurs ordinaires et élèves)	0 25	
Ingénieurs élèves	5		0 25	0 25 (ingénieurs élèves, conducteurs et conducteurs élèves)
Conducteurs	4	6 (conducteurs et conducteurs élèves)	0 20	
Conducteurs élèves	5		0 00	

Sommes allouées pour travaux publics.

	BUDGET 1861.	BUDGET 1871.	BUDGET 1882.
	francs.	francs.	francs.
Routes.	15 000 000	18 000 000	23 000 000
Ouvrages maritimes, assainissements et endiguements.	12 000 000	25 000 000	34 000 000
Chemins de fer.	34 000 000	79 000 000	91 000 000
	61 000 000	122 000 000	148 000 000

Ces données sont si éloquentes qu'il serait inutile d'en analyser longuement la portée et la signification. La réorganisation du génie civil, qui sera complétée par l'application sérieuse et sévère de la nouvelle loi, constituera, sans doute, la plus solide base de ce service des travaux publics de la Péninsule, dont l'importance s'est accrue depuis 1861 dans une proportion si rapide et si considérable.

La loi du génie civil est le complément essentiel de l'œuvre législative du Ministre Baccarini pour ce qui concerne les nouvelles constructions, œuvre qui comprend plusieurs lois, très importantes, désormais en pleine voie d'exécution, pour un réseau de routes ordinaires, pour de considérables travaux maritimes et d'assainissement et pour un réseau de voies ferrées complémentaires mesurant plusieurs milliers de kilomètres.

La complète application de toutes ces lois et la détermination et l'application d'une solution du problème si grave de l'exploitation des chemins de fer, dont les trois quarts, presque, appartiennent aujourd'hui à l'État, ouvriront au génie civil reconstitué un champ très vaste d'activité et d'études.

Ce corps technique, qui a rendu de si importants services à l'Italie et qui compte, parmi les officiers supérieurs les plus distingués, plusieurs anciens élèves de l'École française des Ponts et Chaussées, pourra ainsi dans quelques années atteindre complètement l'influence et l'autorité que de déplorables hésitations des anciens ministres n'avaient pas été sans limiter et amoindrir, contrairement à tout ce que l'intérêt bien entendu de la jeune nation aurait exigé.

N° 52

LA CANNE D'INSPECTION

De M. MORITZ POLLITZER, Ingénieur en chef, à Vienne.

Cet instrument portatif et maniable est destiné à tous les agents (ingénieurs, conducteurs, piqueurs, etc.) qui ont pour mission de surveiller et de contrôler l'entretien de la voie. Il permet d'en vérifier l'écartement en alignement droit, le surhaussement et la surlargeur en courbe, ainsi que le profil en long. Il permet, enfin, de faire toutes les opérations qui ont pour but de s'assurer si la voie a conservé son plan primitif de pose et d'en contrôler les travaux d'entretien. Ces opérations, on le sait, exigent l'emploi d'instruments assez encombrants et assez lourds (gabarits, niveaux, mires, etc.) que l'on ne peut emporter avec soi dans une visite d'inspection, à moins de se faire accompagner d'un aide.

L'instrument, comme son nom l'indique, a la forme d'une canne à poignée d'équerre (voir le dessin ci-joint). A l'intérieur de cette poignée (*fig.* 3) se trouve une tige filetée à laquelle on peut imprimer un mouvement de rotation au moyen de la tête *s*. Ce mouvement, suivant le sens de la rotation, a pour effet de faire sortir ou de faire rentrer dans la poignée une tige M formant écrou et divisée en millimètres.

La canne proprement dite contient à sa partie supérieure un niveau à bulle d'air N, protégé contre les chocs et la poussière par une gaine mobile *h*. Elle se compose de deux tubes en laiton, $n_1 n_2$, $n_3 n_4$ pouvant glisser l'un dans l'autre, de manière à faire varier à volonté la longueur totale de l'appareil, qui est muni d'une douille D à fermeture à baïonnette (*fig.* 4).

Le tube $n_3 n_4$ est terminé par une pièce P formée de deux petites plaques carrées en acier, dont l'une *d*, mobile autour du pivot *z* (*fig.* 5), peut subir une rotation de 180°, lorsqu'on a retiré la broche *q* qui traverse les deux plaques quand l'instrument est fermé.

Le tube $n_1 n_2$ est gradué. Le zéro de cette graduation, qui est ... dans les deux sens, se trouve à une distance de 435 milli-

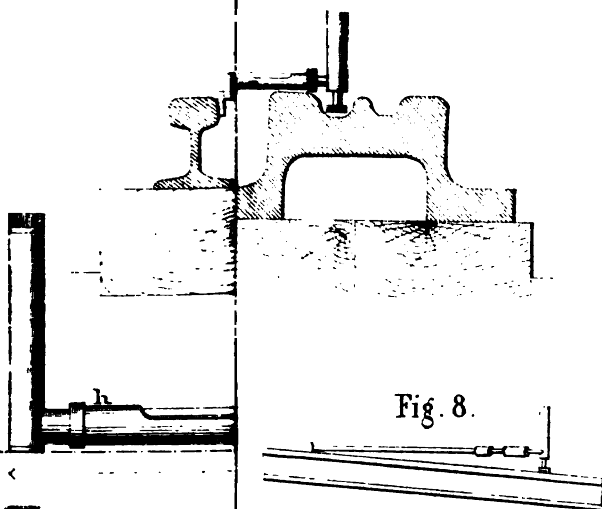


Fig. 8.

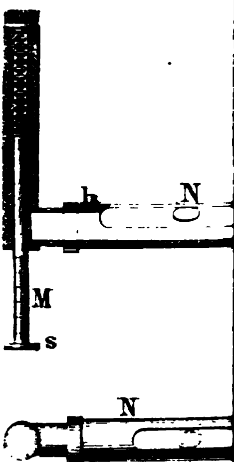
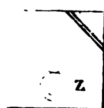
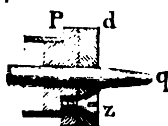
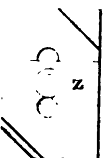


Fig. 5.









N° 53

HYDRAULIQUE FLUVIALE.

ÉTUDE

SUR

LA LARGEUR DU LIT MOYEN DE LA GARONNE

Par M. FARGUE, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

EXPOSÉ.

La largeur du lit joue un rôle capital dans la distribution des profondeurs d'une rivière navigable et dans la stabilité de ses passes. Il est tout à fait arbitraire d'attribuer à cet élément une valeur constante, ainsi qu'on le fait généralement quand on établit des rives artificielles sur une petite longueur de rivière ; il est arbitraire aussi, quand on considère une grande étendue, de supposer à la largeur un accroissement proportionnel à la distance comptée à partir d'une certaine origine.

Nous nous proposons d'exposer les résultats d'une étude faite, à ce point de vue, sur les largeurs de la partie de la Garonne comprise dans notre service.

Cette étude, qui fait suite à celle insérée dans les *Annales des Ponts et Chaussées* (tome XV, 1868), est basée sur la même méthode : observation de faits particuliers et généralisation rationnelle de ces faits. Sa conclusion consiste en deux principes d'hydraulique fluviale susceptibles d'applications utiles dans les travaux entrepris pour l'amé-

lioration de toute rivière navigable au moyen de rives artificielles, principes que l'on peut formuler ainsi (*Voir fig.* 1, Pl. 20) :

1° L'écartement des rives artificielles doit varier avec deux éléments, la distance et la courbure, savoir :

a) La largeur au point d'inflexion doit croître de l'amont vers l'aval ;

b) Entre deux points d'inflexion consécutifs, la largeur doit croître en même temps que la courbure croît elle-même, et présenter vers le sommet un maximum qui est d'autant plus grand que la courbure du sommet est elle-même plus grande.

2° Les rives convexes doivent avoir un développement notablement supérieur à celui des rives concaves.

§ 1er. — *Accroissement de l'amont vers l'aval de la largeur aux points d'inflexion.*

Sur tout son parcours dans le département de la Gironde, la Garonne ne reçoit pas d'affluents importants.

Jusqu'à Barsac, sur une longueur de 31 kilomètres, le régime est surtout fluvial. Les rives artificielles y sont distantes de 180 à 200 mètres, à peu près uniformément. Ainsi qu'on le verra ci-après, nous avons été conduits à adopter le chiffre de 150 mètres à 160 mètres pour la largeur normale aux points d'inflexion.

Cette même largeur croît progressivement, sur 21 kilomètres, jusqu'à Portets, où elle atteint 250 mètres, et où la marée se fait sentir même pendant les crues de la rivière.

Dans la partie où l'action de la marée est puissante, c'est-à-dire entre Portets et le Bec-d'Ambès, sur 44 kilomètres, cette même dimension croît de 250 à 900 mètres.

Cet accroissement graduel de la largeur mesurée aux points d'inflexion, c'est-à-dire dans les parties sensiblement rectilignes du lit, ne constitue évidemment pas un fait isolé.

On le constate sur toutes les rivières dont le débit augmente, dont la pente diminue et dont les matériaux charriés deviennent de plus en plus ténus à mesure qu'on se rapproche de la mer.

Quant à la loi même suivant laquelle se fait cet accroissement de la largeur, elle dépend du nombre, de la répartition et du régime des affluents. Pour les rivières à marée, elle dépend de toutes les circonstances de la propagation du flot.

Dans notre service, il a été admis jusqu'à présent que l'accroissement de la largeur de la Garonne maritime, en aval du pont de Bordeaux, doit être proportionnel à la distance comptée à partir de ce pont. Cette relation simple n'est pas tout à fait exacte. Si l'on applique à l'étude des largeurs le procédé graphique que nous avons employé pour l'étude des courbures, c'est-à-dire si l'on construit un *itinéraire* ou *courbe des largeurs*, on voit facilement que, pour bien tenir compte des faits naturels, on ne peut considérer l'accroissement kilométrique de la largeur comme constant que sur des étendues relativement petites de la rivière. Ainsi, la longueur de 44 kilomètres qui s'étend de Portets au Bec-d'Ambès étant divisée en quatre sections sensiblement égales, on voit que, en allant de l'amont vers l'aval, l'accroissement normal du lit est successivement de 11, 15, et 26 mètres par kilomètre.

Il ne faut pas perdre de vue qu'il s'agit ici de la largeur mesurée dans les portions du lit qui sont intermédiaires entre deux concavités successives et de sens contraires.

§ 2. — *Rives à écartement sensiblement uniforme.*

Le lit de la Garonne fluviale, entre la limite du département et Langoiran (49 kilomètres), est aujourd'hui limité partout par des rives artificielles auxquelles on a généralement donné un écartement à peu près uniforme, moindre

que la largeur naturelle. A part un petit nombre d'exceptions, dont il sera question dans le paragraphe suivant, les variations de la largeur du lit artificiel ont été plutôt accidentelles que systématiques.

Les résultats obtenus pour l'approfondissement des passages maigres ont été très généralement satisfaisants, et la navigation est certainement bien meilleure aujourd'hui qu'elle ne l'était en 1832.

Mais, outre qu'ils ont été incomplets sur quelques points, ces résultats ont été accompagnés d'un phénomène qui, sans avoir été absolument imprévu, a atteint des proportions auxquelles les ingénieurs étaient loin de s'attendre et qui aurait pu compromettre totalement le succès de l'entreprise si la pente moyenne de la Garonne fluviale avait été plus forte qu'elle ne l'est en réalité, $0^{m},20$ par kilomètre. Nous voulons parler de l'abaissement de l'étiage.

Le premier effet des travaux de resserrement du lit a été toujours de relever brusquement le niveau de l'étiage. Cela tient à ce que les changements que les nouvelles formes des rives apportent dans la forme des profils en travers ne se produisent pas tant que les eaux restent basses; il faut un débordement pour les déterminer. Aux premières hautes eaux, il s'opère dans les grèves et dans les bancs des remaniements qui se traduisent par un premier abaissement de l'étiage. Ce travail se continuant à chaque crue suivante, avec une intensité décroissante, et jusqu'à ce qu'un nouvel équilibre se soit établi, l'étiage continue lui-même à s'abaisser pendant un certain nombre d'années, et s'arrête à un niveau déterminé, inférieur à son niveau primitif.

Nos observations sur ce point concordent entièrement avec celles que M. Baumgarten a consignées dans son mémoire inséré aux *Annales des Ponts et Chaussées*, 1848, 2e semestre, pages 108 et suivantes jusqu'à 118).

Entre la limite du département et Portets, l'étiage s'est abaissé, en moins de quarante ans de $1^{m},30$ en moyenne.

A Barie et à Caudrot, les eaux d'extrême étiage ont été, en 1870, à $1^m,85$ en contre-bas du niveau auquel elles coulaient en 1832.

En aval de Castets, cet abaissement de l'étiage a été utile à la navigation, puisqu'il a permis à l'action de la marée de s'étendre beaucoup plus loin qu'auparavant; les grandes marées sont sensibles aujourd'hui à 5 kilomètres, et les petites marées à plus de 10 kilomètres en amont des localités où elles s'arrêtaient autrefois. Mais au-dessus de Castets, la pente des eaux basses a été notablement augmentée; la navigation de la Garonne supérieure n'a pas eu à en souffrir, mais il ne faudrait pas que ce raidissement de la pente dépassât une certaine limite.

Le fond du lit de la Garonne s'est abaissé entre la limite du département et Portets; le fait même de l'abaissement de l'étiage le prouve.

En aval de Portets, jusqu'à Bordeaux au moins, le fond s'est exhaussé; l'étiage n'a pas subi de surélévation sensible. L'exhaussement du fond a été constaté sur un grand nombre de points, mais il est difficile de lui assigner une valeur moyenne. D'après certains calculs, cette partie de la Garonne recevrait en moyenne, par an, 300 000 mètres cubes de matériaux de plus qu'elle n'en écoule par l'aval. Nous donnons ce résultat sous toutes réserves.

§ 3. — *Rives à écartement variable suivant la courbure.*

Nous avons dit que, sur quelques passages, la Garonne a une largeur qui n'est point uniforme. Nous citerons ceux de ces passages qui présentent un resserrement sensible aux abords des points où la courbure des rives change de sens.

Passage en amont de Caudrot. — Le point de la Garonne fluviale où le thalweg conserve le plus de profondeur à la traversée d'une rive à l'autre se trouve aux envi-

rons de la borne kilométrique n° 14, entre Barie et Caudrot. La profondeur à l'étiage y atteint 4 mètres, tandis que les autres traversées se font par 1^{m},70 ou 2^{m},20 au plus de profondeur pour les bonnes passes, et par 0^{m},90 pour les mauvaises. La passe de la borne 14 a donc une grande supériorité sur toutes les autres. Or, les rives artificielles de ce passage présentent elles-mêmes une particularité. Leur écartement, aux abords du seuil et de l'inflexion, varie entre 150, 170, 180 et 160 mètres. Dans la courbe qui précède, un peu en amont du sommet, la largeur est de 200 mètres; au sommet de la courbe d'aval, qui a une grande courbure, la largeur est de 250 mètres.

Cette disposition est d'autant plus remarquable que, le tracé des rives artificielles ayant été établi (1845-1852) à peu près suivant les contours des rives naturelles, il faut y voir l'œuvre même de la nature. C'est donc la largeur de 150 mètres à 160 mètres qu'on doit considérer comme normale aux points d'inflexion.

Passe de Mondiet. — Il existait autrefois un passage redouté de la navigation, connu sous le nom de *passe de Mondiet* et qui se trouvait au droit de la borne kilométrique n° 20, à la traversée du thalweg de la rive droite vers la rive gauche. En 1865, cette passe ne présentait à l'étiage qu'une profondeur de 0^{m},75 seulement. Les eaux basses de l'été étant survenues rapidement, ce seuil constitua un véritable barrage en écharpe sur lequel vinrent s'échouer plus de vingt-cinq gabares; le service des bateaux à vapeur fut interrompu et la navigation littéralement interceptée. La passe fut dégagée par un sillon de dragages, et nous fûmes autorisé, dès l'année suivante, à modifier la forme des rives en vue de rendre définitif l'approfondissement créé par la drague. Les rives étaient artificielles, leur construction remontait à 1845-1852, c'est-à-dire à la même époque que celles de la passe de la borne 14. Mais la distribution des largeurs avait été faite en sens inverse.

La largeur ménagée au sommet de la courbe d'amont était de 170 mètres ; au droit du seuil maigre, c'est-à-dire à la traversée du thalweg, la largeur devenait 204 mètres, et l'on ne trouvait plus que 176 mètres au sommet de la courbe d'aval.

Guidé par les idées qui font l'objet de la présente étude, nous avons réduit à 165 mètres la largeur au droit de l'inflexion en faisant avancer la rive gauche. Le résultat a été complètement satisfaisant : après un second dragage exécuté en 1867, suivant une direction en harmonie avec la nouvelle forme des rives, la passe s'est approfondie à $2^{m},20$ au-dessous de l'étiage. Cette grande profondeur s'est toujours maintenue depuis, sans dragages nouveaux ; la passe de Mondiet est comptée désormais au nombre des passages les plus sûrs et les plus faciles de la navigation entre Castets et Bordeaux.

Passe de Cadroy. — Avant 1870, il existait, au droit du profil 45, un seuil très maigre connu sous le nom de *passe de Cadroy*, où la profondeur à l'étiage était de 1 mètre seulement. Les rives artificielles que nous avons fait établir sur ce passage, de 1870 à 1874, ont été tracées de manière à y ménager une largeur de 160 mètres. La largeur au sommet de la courbe d'amont est de 220 mètres. La passe de Cadroy, après avoir été ouverte par un dragage, s'est approfondie à $2^{m},90$. Elle s'est maintenue depuis, sans nouveau dragage, à cette même profondeur, dans une direction fixe et stable.

Passage de Portets. — Vis-à-vis Portets, borne kilométrique n° 51, le thalweg passe de la rive droite à la rive gauche sans que ce passage soit, comme il arrive généralement, accompagné d'un seuil gênant pour la navigation. Or les rives, qui sont à l'état naturel, présentent les dispositions suivantes :

La largeur à l'amont, entre les bornes 49 et 51, varie entre 250 et 300 mètres. Entre les bornes 51 et 51 *bis*, où

se fait la traversée du thalweg, la largeur est réduite à 200 mètres; en aval, borne 53, elle est de 320 mètres.

Passage de Quinsac. — Entre les bornes 60 et 62, le lit de la Garonne est à l'état naturel; il est presque rectiligne et présente une largeur réduite à 240 mètres. Le thalweg passe de la rive gauche à la rive droite, et cette traversée se fait avec une profondeur dépassant 5^{m},50. En amont et en aval se trouvent des courbes très prononcées, aux sommets desquelles se sont formées des îles (île Lalande, île des Juifs). Les largeurs cumulées des deux bras donnent respectivement, aux deux sommets, les chiffres de 400 et 500 mètres. L'écartement maximum des rives extrêmes, y compris la largeur des îles, est de 900 mètres pour l'île Lalande et de 700 mètres pour l'île des Juifs.

Passes en amont de Casseuil. — Des projets basés sur le principe du resserrement au point d'inflexion sont en cours d'exécution entre la Réole et Casseuil. Les travaux sont encore récents et incomplets. Toutefois les premiers effets sont entièrement conformes aux prévisions : une passe de 1^{m},75 de profondeur a été créée au passage de Rabillon, qui n'avait précédemment que 1 mètre à peine.

§ 4. — *Relation entre la courbure et la largeur.*

Les faits exposés dans le paragraphe précédent présentent, en dehors de leurs circonstances particulières, un élément commun.

« A la traversée d'une rive à l'autre, le thalweg est pro-« fond et stable quand la partie sensiblement rectiligne du « lit est plus étroite que les parties voisines présentant une « courbure prononcée. »

Cette disposition est une des conditions de l'établissement d'un bon régime de navigation dans toute rivière à fond mobile, et elle découle nécessairement de la mobilité même du lit.

Pour le montrer, nous dirons d'abord quelques mots des phénomènes qui caractérisent la mobilité du lit d'une rivière, en nous bornant à ce qui se rattache directement à notre sujet. Ensuite, nous examinerons successivement une rivière à un seul courant, et une rivière influencée par la marée.

1° *Débit solide.*

Une rivière à fond mobile ne débite pas seulement de l'eau; elle débite aussi des matériaux solides. Chaque année, par exemple, dans la partie de cette rivière comprise entre deux sections déterminées, il arrive de l'amont une certaine quantité de galets, graviers, sables et limons; une certaine quantité de ces mêmes matières sort par la section d'aval. Si ces deux quantités sont égales, le régime est stable. Si le débit entrant est supérieur au débit sortant, le fond est en exhaussement; si la différence est en sens inverse, le fond se creuse et par conséquent le niveau de l'étiage s'abaisse.

La permanence du régime est donc subordonnée à la condition que *le débit solide soit constant dans toute l'étendue de la rivière*, formule simple, mais qui implique en réalité des relations fort complexes entre un grand nombre d'éléments.

Il est très difficile de mesurer, même grossièrement, le débit solide d'une rivière. On arrive assez facilement à jauger les limons tenus en suspension dans l'eau; nous citerons notamment les intéressantes expériences faites par M. Baumgarten (*) et qui établissent que chaque année la Garonne charrie à Marmande plus de 5 millions de mètres cubes de limons. Mais on n'a pas, que nous sachions, entrepris d'expériences précises pour évaluer les quantités de graviers, sables et limons traînés sur le fond du lit,

(*) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1824, 2e semestre, pages 46 et 48.

c'est-à-dire la partie du débit solide dont le régime intéresse surtout la navigation.

Dans leur charriage de l'amont vers l'aval, les gros matériaux subissent des chocs et des frottements qui les usent et les triturent, amoindrissent leurs dimensions et les rendent de plus en plus mobiles, de plus en plus faciles à entraîner. Ce travail longtemps continué, finit par transformer en limon ténu ce qui, à l'origine, était sable, gravier et même galet. Il s'opère donc, de l'amont vers l'aval, une transformation dans la qualité et dans le mode de transport du débit solide : le débit en gros matériaux traînés sur le fond, qui n'a lieu que sous l'influence de vitesses notables, va en diminuant; celui des matériaux ténus, en suspension dans l'eau et obéissant aux faibles vitesses, va au contraire en augmentant.

La détermination du débit solide, en quantité et en qualité, est une question qu'il est désirable de voir aborder par les ingénieurs. C'est un élément dont les applications pratiques seraient nombreuses et importantes. Le rapport entre le débit solide tout entier et le débit proprement dit ou débit liquide serait intéressant à considérer; pour une période déterminée, une crue, une saison, une année, une série d'années, ce rapport mesurerait la mobilité du lit, en même temps que l'activité du déblai fait par la rivière sur le continent et l'activité du remblai qu'elle entraîne vers la mer.

On aurait ainsi le moyen d'établir une classification rationnelle de tous les cours d'eau, classification dans laquelle le rapport entre le volume solide entraîné et le volume liquide entraînant variant depuis zéro jusqu'à l'unité, et même au delà, on passerait des ruisseaux les plus limpides aux torrents des plus violents. Le débit des limons en suspension comparé au débit liquide mesurerait le trouble des eaux. Le *trouble* moyen des eaux de la Garonne à Marmande est, d'après les données recueillies par M. Baum-

garten, représenté par le rapport $\frac{5\,200\,000}{20\,800\,000\,000}$ ou $\frac{1}{4\,000}$ environ.

Le rapport entre le débit solide traîné et le débit liquide mesurerait la violence des crues. On pourrait l'appeler *coefficient torrentiel;* en le comparant à la pente du cours d'eau, on reconnaîtrait probablement qu'il existe une relation directe entre ces deux éléments.

La pente de la rivière allant en décroissant de l'amont vers l'aval, il doit en être de même de son *coefficient torrentiel.* Les matériaux traînés doivent donc être successivement réduits en sable fin et en limons; les eaux deviennent en effet de plus en plus vaseuses à mesure qu'on se rapproche de la mer.

La condition de la permanence du régime de la rivière est donc que la trituration des matériaux soit normale, c'est-à-dire dans un certain rapport avec le profil en long de la rivière : il faut qu'aucun galet ou gravier ne parvienne en un point quelconque de ce profil que suffisamment atténué pour pouvoir être ultérieurement remis en marche par les courants qui se développent en ce même point. Si, pour une cause quelconque, naturelle ou accidentelle, cette condition n'est pas remplie, les masses de gros matériaux que poussent en avant les crues maxima s'arrêtent en certains points, forment des dépôts que ne reprennent plus les crues subséquentes, dont l'arrêt en un mot est définitif, et qui constituent par conséquent des parties *immobiles* dans le fond mobile de la rivière. Ces dépôts, sur lesquel les courants sont sans action, deviennent dans une rivière à l'état naturel des causes de changement du lit, par corrosion des berges. Dans une rivière à berges fixes, artificiellement aménagée pour les besoins de la navigation, il faut les enlever artificiellement; il faut les draguer toutes les fois qu'ils se reforment. Ce serait déplacer, ce serait même compliquer la difficulté que de chercher à s'en

débarrasser en les poussant en avant au moyen de modifications introduites dans les formes du lit de la rivière.

Nous ne parlerons pas ici de ces dépôts *immobiles;* nous ne nous occuperons que des portions réellement *mobiles* du lit, c'est-à-dire des matériaux solides traînés sur le fond, qui ne subissent, dans leur transport vers la mer, que des arrêts intermittents.

2° *Rivière à un seul courant.*

Dans une rivière à fond mobile et à un seul courant, l'écoulement des matériaux solides a toujours lieu dans le même sens, de l'amont vers l'aval, non d'une manière continue, mais par intermittences. Il est très faible *ou nul* à l'étiage. Quand une crue survient, les matériaux se mettent en mouvement, les plus ténus les premiers, les plus lourds les derniers. Au maximum de la crue, le débit solide acquiert sa plus grande intensité. A la décrue, c'est-à-dire pendant la période décroissante de la crue, les matériaux s'arrêtent successivement et se répartissent suivant leur grosseur et suivant les forces auxquelles ils sont soumis; c'est alors que le profil transversal du lit prend la forme qu'il conservera jusqu'à la crue suivante.

Il est clair qu'un projet d'amélioration d'une rivière navigable ne saurait avoir pour objet d'annuler le *débit* solide. Il faut se proposer seulement de régler, au mieux des intérêts de la navigation, cette répartition des matériaux qui caractérise la période critique et décisive de la décrue.

Considérons donc cette période, à partir, par exemple, du moment où, les eaux étant rentrées dans les limites du lit moyen, les matériaux commencent à s'arrêter, les plus gros les premiers, jusqu'à celui où cesse tout entraînement des matières susceptibles de constituer, par leur accumulation, un obstacle à la navigation. Durant cette période, il

se dépose, dans une étendue déterminée, par exemple entre les sections I_1 et J_2 (*fig.* 2, Pl. 20), une quantité plus ou moins grande, mais limitée, de matériaux. C'est à cette masse de dépôts qu'il faut donner une répartition artificielle utile à la navigation. La condition nécessaire de cette répartition artificielle est que la totalité de la masse de dépôts s'arrête loin des passes $I_1 J_1$, $J_2 I_2$, $I_3 J_3$, et cette condition, si on peut la réaliser, sera suffisante, car ces passes peuvent toujours être creusées par un dragage à la profondeur maximum que comporte le régime de la rivière.

Or les faits suivants sont d'observation constante :

1° Il ne se dépose pas de matériaux et l'on trouve au contraire des profondeurs le long des rives concaves et dans les parties étroites du lit; concavité et resserrement sont des causes d'approfondissement *local.*

2° C'est le long des rives convexes et dans les parties renflées du lit que l'on trouve, en eaux basses, les amas de matériaux connus sous les noms de grèves, seuils, barres, etc.; convexité et élargissement sont des causes de dépôts et d'exhaussement *local* du lit.

3° Dans les parties du lit à courbure prononcée, une augmentation de la largeur, pourvu qu'elle n'excède pas une certaine limite (au delà de laquelle il y a tendance à la bifurcation du thalweg, à la formation d'îles et de faux bras), ne trouble pas la loi générale de creusement du thalweg le long de la rive concave et, par conséquent, *loin de la rive convexe.*

On obtiendra donc le résultat voulu si, loin de la passe, les causes de dépôt s'additionnent, et si, aux abords de la passe, on fait coïncider et agir concurremment les causes de formation d'un thalweg. Il faut donc, aux abords du sommet convexe, élargir un peu le lit, et le resserrer dans le voisinage du changement de courbure.

Ce premier résultat, complété par des considérations de

continuité sur lesquelles il est inutile d'insister, conduit au principe suivant :

Entre deux points d'inflexion consécutifs, la largeur doit croître d'abord de l'amont vers l'aval, à mesure que la courbure croît elle-même, présenter vers le sommet un maximum d'autant plus grand que la courbure au sommet est plus grande elle-même, et décroître ensuite graduellement avec la courbure, pour atteindre au point d'inflexion d'aval un minimum qui est plus grand que le minimum initial.

D'une manière abrégée, on peut dire que la largeur doit présenter des variations proportionnelles à celles de la courbure (*fig.* 3, Pl. 20).

Sur la Garonne fluviale, les largeurs au sommet et à l'inflexion sont respectivement 200 mètres et 150 mètres pour les courbures moyennes. Le rapport entre la plus grande et la plus petite largeur, dans l'étendue d'une même courbe, est donc environ égal à $\frac{4}{3}$.

Un autre résultat se dégage de l'analyse ci-dessus :

Le thalweg, après avoir longé une rive concave, doit s'en écarter quand elle est devenue convexe, et venir se placer le long de l'autre rive, devenue concave à son tour; dans ce trajet, il passe par l'axe géométrique du lit, c'est-à-dire à égale distance des deux rives. Pour que, à ce passage, le thalweg soit profond et stable, il faut que le profil transversal d'étiage ait sensiblement la forme d'un triangle isocèle ou tout au moins d'un trapèze isocèle très aigu (*fig.* 5, Pl. 20). Il doit donc y avoir une grève appuyée à chaque rive, et par conséquent, d'après la loi des dépôts de matériaux, l'une et l'autre rive doivent présenter une convexité sensible.

Les deux rives doivent donc, aux abords du changement de courbure, tourner l'une vers l'autre leur convexité.

Il s'ensuit que l'inflexion I_1 de la rive qui de concave

devient convexe doit être située en amont (*fig.* 2, Pl. 20) du point J_1, où la rive qui était convexe devient concave. La courbe convexe I_1 S_1 I_2 doit donc avoir plus de développement que la courbe concave correspondante J_1 T_1 J_2.

La différence, mesurée en projection sur l'axe de la rivière, doit être de trois ou quatre fois la largeur minimum mesurée au profil E_1, intermédiaire entre les deux inflexions I_1 et J_1. C'est ce que nous allons établir par le raisonnement ci-après, basé sur la *loi de l'écart* que nous avons signalée dans notre première étude.

Cette loi consiste en ce que les parties profondes du thalweg (mouilles ou rades) qui correspondent aux sommets des courbes concaves, en sont éloignées ou *écartées* d'une certaine quantité vers l'aval; les parties les moins profondes (barres, seuils) correspondent de même, avec un écart sensiblement égal, aux points où la courbure des rives devient nulle et change de sens.

L'écart paraît dépendre de la courbure au sommet. Pour les courbures moyennes, il est de 270 à 300 mètres en amont de Langoiran, de 600 à 700 mètres entre Langoiran et Bordeaux, de 800 à 1 200 mètres en aval de Bordeaux. D'une manière générale, on peut se représenter l'écart moyen comme égal à une fois et demie ou deux fois la largeur de la rivière à l'inflexion. Pour fixer les idées et faciliter le langage, nous admettons le rapport simple 2, et nous dirons que l'écart de la mouille et du maigre est $2l$, l étant la largeur de la rivière mesurée à l'inflexion.

Or, la loi de l'écart est générale dans la nature. Quand une force agit sur la matière, il y a toujours, à cause de l'inertie, un intervalle de temps entre l'action et l'effet. Les maximums et les minimums quotidiens et annuels de la chaleur solaire se font sentir après midi et minuit, — après les solstices d'été et d'hiver. Les maximums et les minimums des marées suivent de trente-six heures environ

les syzygies et les quadratures. Dans une rivière, la cause est fixe, c'est la forme du lit; l'eau et le fond, qui constituent la matière actionnée, sont mobiles; c'est donc par un éloignement, *un écart*, que se traduit le retard dû à l'inertie. Il est donc naturel de généraliser la loi de l'écart et d'admettre que :

1° L'emplacement normal de l'extrémité d'amont d'une grève est à une distance $2l$ en aval de la cause qui donne naissance à cette grève, cause qui est l'inflexion allant du concave au convexe.

2° L'emplacement normal de l'extrémité d'aval d'une grève est de même à une distanee $2l$ en aval de l'inflexion convexe-concave.

L'observation des faits vérifie ces aperçus généraux avec une exactitude suffisante.

Cela posé, pour que le triangle de la figure 5 soit isocèle, il faut que les deux grèves qui dessinent la section soient d'égales saillies. Or, la grève de rive droite, par exemple, commence à décroître dans le profil transversal passant par l'inflexion J_1 convexe-concave (*fig.* 2); elle disparaît dans le profil situé à la distance $2l$ en aval; elle a donc à peu près une demi-saillie dans le profil intermédiaire M_1 situé à la distance l en aval de J_1. Il y aura égalité entre les deux grèves et le triangle sera isocèle si, en ce même profil intermédiaire, la grève de rive gauche est elle-même à la distance l de son origine.

C'est donc dans le profil transversal passant par J_1 (inflexion convexe-concave) que doit se trouver cette origine. Or, en vertu de la loi de l'écart, cette origine est à $2\ l$, en aval de I_1, point d'inflexion concave-convexe. Donc il doit exister une distance égale à $2\ l$ entre les profils transversaux passant par les deux points d'inflexion I_1 et J_1. La courbe convexe tout entière embrasse donc un développement qui, en projection sur l'axe de la rivière, excède de $4\ l$ celui de la courbe concave correspondante.

En résumé, la loi du tracé, en ce qui concerne l'écartement des rives, peut se formuler ainsi :

1° La largeur au sommet d'une courbe doit être plus grande qu'aux points d'inflexion voisins;

2° Les rives convexes doivent être plus développées que les rives concaves.

Dans une rivière disposée d'après ces principes (*fig.* 2), les grèves qui garnissent les rives convexes deviennent de véritables garages où les matériaux du fond mobile viennent stationner pendant la période d'arrêt du débit solide ; c'est entre ces garages que serpente le lit des eaux basses, ou lit mineur, suivant les formes générales que représentent les figures 3, 4, 5, 6 et 7. S'ils ont des dimensions suffisantes, s'ils sont assez développés dans le sens de la largeur de la rivière, assez saillants au-dessus de l'étiage, et si la longueur de la courbe convexe est convenable, ni trop grande ni trop petite (*), ces garages pourront au moment de la décrue, emmagasiner toute la masse de dépôt qui correspond normalement à la partie considérée de la rivière. S'il en est ainsi, cette partie conserve son coefficient torrentiel, c'est-à-dire sa pente, et la passe garde sa bonne profondeur, sans que l'étiage s'abaisse.

Au contraire, dans un lit présentant des dispositions inverses, c'est-à-dire étranglé au sommet convexe, renflé et compris entre deux rives concaves près de l'inflexion (*fig.* 8), les choses se passent tout autrement. Le centre de gravité de la masse de dépôts se trouve loin du sommet convexe ; une cause de creusement se trouvant le long de chaque rive, c'est au milieu de la rivière que se font les dépôts ; tous les sillons ou passes artificielles qu'on y ouvre au moyen de dragages sont comblés après chaque crue. Des profondeurs s'établissent le long de chaque rive concave, d'autant plus grandes que les courbures de ces con-

(*) Confirmation de la loi du développement (*Annales*, 1868, tome XV).

cavités sont plus prononcées, mais elles se terminent séparément en des points éloignés l'un de l'autre, au lieu de se raccorder bout à bout pour former une passe unique. Le courant principal est de direction variable suivant la hauteur des eaux; il y a donc divagation et, en eaux basses, la route de la navigation est formée d'une série de parties profondes séparées les unes des autres par des seuils en écharpe, très longs et très maigres (voir les *fig.* 9, 10, 11, 12 et 13, Pl. 20).

Si on prend le parti de faire disparaître le renflement anormal par un resserrement, mais si on n'a pas soin d'élargir en même temps la partie courbe, on détruit le garage des matériaux ; pendant une certaine période, le débit solide sortant est supérieur au débit solide entrant ; l'étiage s'abaisse, la profondeur sur les seuils d'amont diminue, et de nouveaux obstacles sont créés à la navigation à l'amont des travaux que l'on a exécutés. En outre les matériaux solides poussés vers l'aval vont encombrer les passes inférieures et troubler l'équilibre préexistant.

3° *Rivière à marée.*

Considérons maintenant une portion de rivière influencée par la marée.

Pour que le régime en soit permanent, le débit solide doit y être partout, jusqu'à la mer, égal à celui de la rivière.

S'il était plus grand, la partie maritime se creuserait, ce qui ne serait qu'avantageux pour la navigation.

Si au contraire il est notablement moindre, l'estuaire se comble et se remblaye. Or c'est ce qui a lieu pour la Garonne et la Gironde, et en général pour toutes les rivières dont le coefficient torrentiel est relativement élevé.

En effet, les matériaux qui arrivent des parties supérieures de la rivière sont, comme on sait, de deux sortes : ceux en suspension dans l'eau et ceux traînés sur le fond.

Il en est de même dans la partie maritime, mais les circonstances y sont bien différentes. D'une part, la salure des eaux est une cause active du dépôt des vases et des limons en suspension (*). D'autre part, les gros matériaux, graviers et galets même, poussés en avant par les crues, finissent par arriver, un jour de débordement exceptionnel, à une station extrême où les courants de jusant, progressivement atténués, les abandonnent définitivement, et où les courants de flot sont eux-mêmes impuissants à les reprendre pour les reporter en amont. Ces dépôts sont alors permanents; s'agrandissant à chaque apport des grandes crues séculaires, et ne décroissant pas sensiblement sous l'action des frottements de superficie, ils envahissent et encombrent les rades et les passes de la partie maritime de la rivière. C'est là un mal contre lequel la forme des rives ne peut rien et qu'on ne peut combattre que par des dragages. Partout où ces dépôts deviennent un obstacle à la navigation ou une cause de détérioration du régime des marées, il faut les draguer et renouveler les dragages après chaque grande crue.

Pour rester dans notre sujet, nous ne considérerons ici que la partie du débit solide consistant en sable fin et vase plus ou moins compacte traînés sur le fond, et en limons en suspension et dont le sens est alternatif. Sous l'influence du jusant, ce débit a lieu de l'amont vers la mer; sous l'action du flot, il s'opère en sens inverse. C'est au moment de l'étale de flot que les matières s'arrêtent. Ces dépôts ne deviennent d'ailleurs gênants pour la navigation que

(*) Dans deux récipients de verre blanc, d'égale capacité, contenant l'un de l'eau pure, et l'autre de l'eau de mer, on verse le même poids de la même vase naturelle et préalablement desséchée. On agite; les deux eaux deviennent troubles. Après six heures de repos absolu, l'eau salée est complètement clarifiée, et la vase est déposée au fond en couche nettement limitée. Les mêmes résultats ne sont obtenus dans l'eau pure qu'après dix-huit heures environ. Cette expérience bien simple, que j'ai faite plusieurs fois, est à la portée de tout le monde.

quand leur arrêt est assez prolongé pour qu'ils puissent acquérir un certain degré de compacité et de cohésion ; car dans ce cas ils résistent à l'action des courants d'intensité ordinaire, et ils ne se remettent en mouvement vers la mer qu'à l'époque des grandes crues de la rivière.

Les dépôts doivent donc être peu abondants et ne pas subir de longs arrêts sur les parties intermédiaires entre deux concavités de sens opposés. Par conséquent, il faut que, dans ces parties, l'un et l'autre courant acquière plus d'intensité que dans les parties courbes. On se trouve donc conduit à la même règle que pour une rivière à un seul courant : élargissement dans le voisinage des sommets convexes, reserrement aux abords des points d'inflexion.

Mais ce n'est là qu'un simple aperçu, et il convient d'y regarder de plus près.

Il est à remarquer d'abord que, quand le courant change de sens, le sens de l'inflexion de chaque rive change aussi ; l'inflexion qui, pour le jusant, va du concave au convexe, devient pour le flot l'inflexion convexe-concave, et réciproquement. La symétrie serait donc complète, et l'agencement des points d'inflexion, reconnu utile pour le jusant, le serait aussi pour le flot, s'il n'y avait pas le phénomène de *l'écart*. Quelque disposition qu'on donne aux rives, les deux courants seront toujours, sous ce rapport, en discordance d'action.

En effet, à toute hauteur d'eau, le courant de jusant (*fig.* 14, Pl. 21) creuse le long des rives concaves des rades R_1, R_2... dont le maximum est en aval des sections S_1 T_1, S_2 T_2,... passant par les sommets. Ce même courant forme, le long des rives convexes, des bancs B_1, B_2... dont la *tête* (extrémité d'amont) est en aval de l'inflexion concave-convexe J_1, le maximum est en aval du sommet convexe T_2, et la *queue* (extrémité d'aval) est en aval de l'inflexion convexe-concave J_2.

Le courant de flot tend de même à creuser des rades r_1,

r_2... dont les maximums sont en amont des sections passant par les sommets; et à former des bancs b_3, b_2,... qui ne commencent ni ne finissent aux mêmes points que les bancs de jusant.

Les deux courants sont donc partout en discordance d'action. Mais les résultats de cette discordance sont, pour la navigation, bien différents suivant qu'on considère les parties à courbures prononcées, ou bien les parties sensiblement rectilignes.

Dans le voisinage des sommets, les deux rades se juxtaposent de part et d'autre du sommet concave, et s'ajoutent pour former une rade unique; les deux bancs, ayant une partie commune, s'ajoutent de même pour former un banc unique et stable. Il y a intérêt pour la navigation à ce que cette partie, où il y a addition d'actions, soit large et développée.

Au contraire, dans le voisinage des points d'inflexion, la discordance est complète. Entre les sections I_2 et J_2, par exemple, le jusant prolonge son creusement le long de la rive gauche, et son remblai le long de la rive droite. Le flot travaille en sens inverse; sa rade tend à se prolonger sur la rive droite, et son banc à s'étendre sur la rive gauche. Les queues des bancs de jusant vont donc se rencontrer avec les têtes des rades de flot, et réciproquement; les parties les plus ténues des matériaux du débit solide sont ainsi alternativement déposées par un courant et reprises par l'autre; c'est cette lutte qui rend les eaux constamment troubles.

Il est donc bien avantageux pour la navigation que cette partie, où les actions sont antagonistes, soit étroite. Mais, en outre, il importe que les prolongements de rades, dus à la loi de l'écart, se fassent non le long des rives, mais vers l'axe de la rivière, de manière qu'ils convergent l'un vers l'autre et arrivent à se raccorder bout à bout. L'un et l'autre courant doit être reporté le plus possible vers le

milieu du lit, et, à cet effet, il faut que l'une et l'autre rive présente une convexité sensible.

La règle du tracé est donc exactement la même que pour une rivière à un seul courant :

1° La largeur au sommet doit être plus grande qu'aux points d'inflexion voisins ;

2° Les rives convexes doivent être plus développées que les rives concaves.

Dans un lit tracé d'après cette règle (*fig.* 14), les deux courants sont modérés vers le sommet, et l'antagonisme de leurs actions est affaibli. Dans la concavité, la rade de jusant et la rade de flot sont peu éloignées l'une de l'autre et se confondent en une rade unique. Sur la convexité, le banc de jusant et celui de flot sont superposés; leur saillie diminue rapidement de part et d'autre et leurs extrémités très amincies ne vont pas envahir les rades voisines. Vers les points d'inflexion, les courants sont l'un et l'autre accentués et reportés vers l'axe de la rivière ; leurs zones de creusement coïncident *pratiquement* dans une passe navigable, profonde et stable. Les matières charriées ne sont remaniées que rarement, et les eaux sont relativement peu vaseuses.

Au contraire, dans un lit qui présente des dispositions inverses (*fig* .15), c'est-à-dire retréci au sommet, élargi et compris entre des rives concaves vers l'inflexion, les résultats sont tout autres. La rade R_1 et le banc b_2 se rencontrent et tendent à occuper la même région du lit de la rivière. De même, la rade R_2 et le banc b_3; de même aussi la rade r_3 et le banc B_2; la rade r_2 et le banc B_1. Chaque courant tend, en un mot, à remblayer là où l'autre creuse, et réciproquement. Si donc les courants étaient égaux, s'ils avaient exactement même durée et même débit, la partie fixe des bancs serait très-réduite et la presque totalité des matériaux solides serait remuée à chaque marée. Or, ce n'est

pas ce qui a lieu généralement : les bancs de jusant, formés de matériaux plus gros, résistent à l'action du flot, sauf vers leurs extrémités d'aval, où sont charriées les matières les plus ténues, et où l'action du flot ne se traduit que par une échancrure terminale, ainsi que le représente la figure 15.

Enfin, si l'incorrection du tracé était très accentuée, il y aurait bifurcation complète du thalweg, barre en écharpe longue et élevée, île, faux-bras, etc.

Dans ce qui précède, nous avons admis que le courant de flot ne diffère de celui de jusant que par le sens de ses vitesses. Cette hypothèse n'est pas exacte de tous points. Examiné dans ses détails, le courant venant de la mer présente des particularités qui le différencient profondément des courants de pente. Toutefois ces différences ne sont bien accentuées que durant les premières heures du flot ; quand le courant est bien établi, depuis le moment où il atteint son maximum jusqu'à celui où il devient étale, il obéit aux mêmes lois générales que le courant de jusant : il s'appuie aux rives concaves et s'éloigne des rives convexes. Or, c'est dans cette période que les matériaux du fond sont le plus remués et qu'ils commencent à se déposer. Au point de vue qui nous occupe, il est suffisamment exact de ne considérer que les périodes décisives, et c'est dans ce sens que le courant du flot peut être considéré comme un courant de jusant renversé.

§ 5. — *Résumé et considérations générales.*

L'écartement des rives doit croître de l'amont vers l'aval, non d'une manière uniforme, mais par une série de périodes correspondant aux courbes du tracé, et dont chacune embrasse un accroissement suivi d'une diminution de la largeur, de manière que le lit soit élargi vers le sommet des courbes et retréci aux abords des points d'inflexion.

Les points d'inflexion des deux rives ne doivent pas se trouver dans le même profil transversal ; leur agencement doit être tel que les courbes convexes soient plus développées que les courbes concaves.

Tels sont les deux principes qui ressortent des faits observés sur la Garonne, dans sa partie maritime comme dans sa partie fluviale.

Leur application conduit dans la pratique à deux sortes de tracés, ceux qui comportent des élargissements vers les sommets, et ceux qui procèdent par étranglement aux abords des points d'inflexion. Ces derniers sont naturellement plus faciles à réaliser que les premiers. Ce sont les seuls que nous ayons eu jusqu'à présent à exécuter dans nos travaux de la Garonne. Deux améliorations par voie d'élargissement au sommet sont projetées pour la Garonne maritime, l'un par rescindement du cap convexe qui se trouve dans le port de Bordeaux, l'autre par creusement de l'anse concave, à l'île de Grattequina. Ces travaux comportent le remaniement des formes artificiellement données au lit de la rivière, c'est-à-dire la démolition d'ouvrages précédemment exécutés. Ce sont donc des projets dont la rédaction et l'approbation soulèvent des questions difficiles et délicates.

Il est probable que les principes que nous avons établis pour la Garonne seront aussi reconnus vrais pour d'autres rivières à fond mobile, et notamment pour celles dont le régime est analogue à celui de la Garonne.

En attendant que cette vérification soit faite, ainsi que la généralisation qui en sera la conséquence, il conviendra, croyons-nous, pour tout cours d'eau à fond mobile, de ne considérer que comme de pures hypothèses certains aperçus *à priori* tels que celui de l'uniformité de l'écartement des rives et de leur parallélisme constant.

Il conviendra aussi de se tenir en garde contre la tendance qu'on a trop souvent de chercher toujours à rétrécir

pour approfondir. Dans une rivière à fond mobile, l'approfondissement local que cause un retrécissement local a pour conséquence nécessaire un exhaussement du fond dans les parties voisines non rétrécies. Les effets d'un resserrement du lit peuvent donc, toutes choses égales d'ailleurs, être avantageux ou funestes à la navigation, suivant que les rives resserrées sont droites ou courbes.

En général, pour améliorer une partie de rivière comprise entre des berges naturelles, le mieux sera toujours, croyons-nous, de s'attacher à conserver autant que possible les grandes largeurs qui existent vers les sommets des courbes, et de borner les resserrements aux parties sensiblement rectilignes. Les îles, s'il en existe, devront être supprimées, mais il faut les rattacher à la rive convexe, ce qui accentuera la courbure au sommet, et non à la rive concave, ce qui aplatirait la courbure au détriment de la profondeur.

Quelque forme que l'on donne à la rivière, il faudra toujours recourir aux dragages d'une manière permanente si on veut conserver à la navigation son régime antérieur et, à plus forte raison, si on veut l'améliorer. Partout en effet, et principalement dans la partie maritime, il y a des dépôts de matériaux relativement gros qui sont parvenus à l'extrémité de leur transport vers la mer par charriage des eaux. Ces dépôts *immobiles*, accrus ou renouvelés par les grands débordements, doivent être périodiquement amoindris ou enlevés, sous peine de voir la navigation subir une détérioration lente mais fatale.

L'enlèvement de ces dépôts immobiles, pendant l'intervalle généralement long qui s'écoule entre deux grands débordements successifs, constitue le minimum des dragages d'entretien de la rivière. Si les rives artificielles données à cette rivière ont des formes correctes, ces dragages suffiront pour maintenir constamment de bonnes passes et de

bonnes profondeurs navigables. Sinon, les dragages, même pratiqués d'une manière continue et sur une très grande échelle, seront impuissants et on finira nécessairement par y renoncer après les avoir essayés, car, à moins de circonstances très particulières, les dépenses seront hors de proportion avec les résultats obtenus.

Bien des points essentiels restent à élucider. Quelle est la quantité de matériaux solides traînés sur le fond du lit par les hautes eaux et notamment par les débordements extraordinaires ? Parmi ces matériaux, quels sont ceux qui forment des dépôts mobiles, c'est-à-dire qui seront ultérieurement repris et poussés en avant par les courants ? Quels sont ceux qui sont *immobiles?* Quel est le maximum de resserrement et quel est le maximum de profondeur à l'étiage que comporte une rivière, à la traversée du thalweg d'une rive à l'autre ? Quelle relation existe entre ces maximums, la pente des eaux, le débit liquide et le débit de matières solides, etc. ?

Les questions de ce genre, sur lesquelles nous n'avons aucune donnée ou seulement de vagues aperçus, sont très nombreuses, car il est malheureusement vrai que, de toutes les branches de la science des constructions, l'hydraulique fluviale est la moins avancée. — Ce n'est cependant pas la moins intéressante. — Sans parler du charme pittoresque de toute rivière navigable, l'étude des eaux courantes, par l'indétermination de ses méthodes, la diversité de son objet et l'imprévu de ses résultats, fait une large part à l'initiative et à l'imagination individuelles, et offre par là même un attrait particulier. En outre, les applications pratiques consistent en des travaux fort dispendieux qui touchent à des intérêts commerciaux de premier ordre.

Aussi, ce ne sont ni les ingénieurs de mérite, ni les savantes études, ni les grands travaux qui ont fait défaut. Si l'hydraulique fluviale a peu progressé, si ses principes ne

sont pas encore solidement établis sur une large base expérimentale, cela tient, croyons-nous, à ce que les faits qui sont l'objet de cette science ont de vastes proportions dans l'espace et dans le temps : ils sont difficiles à saisir et à comparer entre eux parce qu'ils se passent sur des étendues de plusieurs kilomètres et que leurs phases sont de longues périodes d'années. D'un autre côté, les ingénieurs, absorbés par leurs devoirs professionnels, ont rarement les loisirs et la liberté d'esprit nécessaires pour faire de la science, et c'est à peine si quelques-uns trouvent le temps de faire connaître ce qu'ils ont vu ou ce qu'ils ont fait.

Mais ce sont là des difficultés qui n'ont rien d'insurmontable. Que chaque ingénieur chargé d'un service de navigation s'impose le devoir de publier le résumé de ses observations, et bientôt on sera en possession d'un ensemble d'études monographiques précises ; il y aura alors à grouper méthodiquement les données expérimentales, et à les condenser dans une synthèse rationnelle. Sans doute, c'est une œuvre laborieuse et un programme de longue haleine, mais c'est une tâche qui incombe aux ingénieurs des Ponts et Chaussées et à laquelle ils sauront certainement suffire.

La Garonne a été l'objet de deux mémoires remarquables l'un et l'autre par l'abondance et la précision des faits qui y sont consignés. Nous voulons parler des mémoires de MM. Baumgarten et Pairier. Le premier, inséré dans les *Annales des Ponts et Chaussées* (1848, 2e semestre), est relatif à la partie de la Garonne comprise dans le département de Lot-et-Garonne ; hormis certaines parties qui ont vieilli, ce mémoire peut être considéré comme le manuel des ingénieurs de la Garonne fluviale.

Le second concerne la Garonne maritime et la partie supérieure de la Gironde. Il n'a pas été inséré dans les *Annales des Ponts et Chaussées*. On ne peut que le regretter,

et d'autant plus vivement que l'édition en est complètemen
épuisée.

Nous nous sommes proposé de suivre l'exemple de no
devanciers. Nous exprimons le vœu que d'autres ingénieur
le suivent à leur tour.

Bordeaux, mars 1882.

N° 54

ÉTUDE

SUR

LA STABILITÉ DES PONTS MÉTALLIQUES EN ARC

Par M. RÉSAL, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

La recherche des conditions de stabilité à réaliser dans l'exécution d'un pont en fer sur la Loire, devant servir au passage du chemin de fer de jonction des deux gares de Nantes, nous a conduit à différents résultats pouvant présenter quelque intérêt pour les ingénieurs qui auront à dresser des projets de ponts métalliques en arc.

Notre étude a été dirigée vers les trois points suivants :

1° Détermination, dans chaque section, d'un arc métallique articulé aux naissances, du maximum absolu du travail du fer à la compression ainsi qu'à l'extension, sous l'action simultanée de la charge permanente, des variations de la température, et d'une surcharge d'épreuve immobile répartie de la manière la plus favorable ;

2° Détermination de la flèche ou de l'abaissement à la clef, ainsi que du travail maximum du métal, dus à l'effet d'une charge roulante, pour un pont métallique en arc ou en poutre droite. Influence de la vitesse du convoi et de la charge permanente de l'ouvrage ;

3° Détermination des efforts subis par les tympans

rigides d'un pont en arc, par suite des déformations éprouvées par les arcs sous l'influence des variations de la température et de la surcharge.

Nous allons examiner successivement ces trois questions.

I. — TRAVAIL MAXIMUM DU MÉTAL D'UN ARC SOUS L'INFLUENCE DE LA CHARGE PERMANENTE, D'UNE SURCHARGE STATIQUE A RÉPARTITION INVARIABLE ET DES CHANGEMENTS DE TEMPÉRATURE.

Le travail du fer, dans un arc métallique, est dû à la supposition des effets de trois causes indépendantes, agissant simultanément : 1° la charge permanente, c'est-à-dire le poids du pont, dont l'action est constante et invariable ; 2° la température qui, en s'écartant en plus ou en moins de celle que possédait l'arc au moment du montage, modifie sa forme et, par suite, ses conditions de stabilité ; 3° la surcharge d'épreuve, qui, représentée par un train couvrant en totalité ou partiellement le tablier du pont, produit des effets essentiellement variables.

Considérons le pont à un moment quelconque, portant un train dont le poids et la position soient déterminés, et à une température définie par rapport à celle du décintrement. On peut calculer dans chacune des sections de l'arc, le travail maximum du métal, soit à l'extension, soit à la compression, qui se manifeste à la semelle supérieure ou à la semelle inférieure. Cela fait, si l'on porte aux différents points d'une droite horizontale représentant l'axe rectifié de l'arc, des ordonnées proportionnelles, au-dessus de cette droite, au travail de la semelle supérieure, et, au-dessous, au travail de la semelle inférieure, on aura les deux courbes figuratives du travail maximum du métal, correspondant à la situation de l'arc que l'on considère.

Si, maintenant, la position du train et la température du pont se modifient, le travail maximum du fer en chaque

point se trouvera augmenté ou diminué, et les courbes figuratives précitées subiront un changement correspondant.

Nous nous sommes proposé dans nos calculs de déterminer non pas les courbes figuratives du travail maximum du métal de l'arc dans un cas spécial défini par la position du train d'épreuve et la température ambiante, mais bien les enveloppes de toutes les courbes figuratives du travail maximum qui pourraient être obtenues en adoptant successivement toutes les hypothèses possibles pour la répartition de la surcharge, et faisant en même temps varier la température entre les limites inférieure et supérieure admissibles. Ce procédé a l'avantage de faire connaître dans chaque section de l'arc, à la semelle supérieure et à la semelle inférieure, le maximum absolu du travail, tant à l'extension qu'à la compression, qui pourra se manifester pour une surcharge et une température présentant les conditions les plus défavorables pour le point choisi sur l'arc; de telle sorte que toute autre hypothèse faite sur la surcharge et la température conduit nécessairement à un travail plus faible. On peut ainsi déterminer en toute sécurité la résistance à attribuer à l'arc, en se basant sur le maximum absolu du travail qu'il aura à subir.

Ce mode de calcul est semblable à celui qu'on applique aujourd'hui aux ponts métalliques formés de poutres droites à travées solidaires, pour lesquels on détermine également les enveloppes des courbes figuratives du travail du fer dans les limites de surcharge fixées par la circulaire du 9 juillet 1877. On sait que ces courbes sont constituées par des arcs de parabole.

Dans le cas des arcs, le problème est un peu plus compliqué : on ne peut déterminer les équations des courbes, qui doivent être calculées point par point; il y a lieu de rechercher pour chaque section le travail maximum à la compression et à l'extension sur chacune des semelles, ce

qui donne quatre courbes; enfin, il faut faire entrer en ligne de compte l'effet de la température.

Voici comment nous avons essayé de résoudre la question :

Examinons d'abord le cas de la charge permanente seule, abstraction faite de la surcharge d'épreuve et de la température.

Cette charge est très sensiblement répartie d'une manière uniforme suivant la corde de l'arc : on peut la supposer remplacée par une série de poids équidistants et égaux chargeant l'arc symétriquement par rapport à la clef. Cette hypothèse est d'autant plus voisine de la vérité qu'en général le tablier repose sur l'arc par l'intermédiaire d'un certain nombre de points d'appui équidistants et également chargés. Dans le cas du pont que nous avons étudié, ces points d'appui sont au nombre de 13, dont un placé à la clef (*Epure* I, Pl. 23).

Cela posé, si l'on veut trouver dans une section quelconque de l'arc le travail du métal dû à la charge permanente tout entière, il suffit de calculer séparément l'effet de chacun des poids considéré isolément, puis de faire la somme algébrique de tous les résultats obtenus. Ce calcul) fait à l'aide des formules et des tables fournies par le *Traité de résistance des matériaux* de M. l'inspecteur général Bresse, ne présente aucune difficulté. Supposons donc que nous ayons déterminé, pour chacune des sections de l'arc correspondant à l'un des poids représentatifs de la charge permanente, le travail maximum du fer, à la semelle supérieure et à la semelle inférieure, dû à chacun de ces poids pris isolément. Si l'on effectue méthodiquement les calculs, cette opération ne sera ni très compliquée ni très longue, même avec un arc à section variable de la naissance à la clef. Les résultats de ce travail pourront être inscrits, pour chaque semelle de l'arc, dans un tableau à double entrée, dont les colonnes verticales correspondront aux différents

poids, pris dans leur ordre successif, de l'une des naissances à l'autre, et les lignes horizontales aux sections considérées, également dans leur ordre, de la naissance à la clef. La somme algébrique des nombres inscrits avec leurs signes (positif pour la compression, négatif pour l'extension) dans une ligne horizontale donnera le travail résultant, dans la semelle et dans la section considérées, de l'ensemble des poids, c'est-à-dire de la charge permanente tout entière.

Considérons maintenant la surcharge d'épreuve : d'après la circulaire du 9 juillet 1877, cette surcharge peut être supposée uniformément répartie sur la partie du tablier qu'elle couvre.

Nous pouvons donc suivre la même marche que pour la charge permanente et, considérant la surcharge d'épreuve complète, la subdiviser en un même nombre de poids égaux et équidistants : il suffira de multiplier par le rapport de la surcharge à la charge permanente tous les chiffres des tableaux du travail du métal relatif à la charge permanente pour obtenir les tableaux relatifs à la surcharge. Cela fait, si nous voulions avoir le travail du métal dans l'hypothèse où la surcharge d'épreuve ne serait appliquée que sur une portion déterminée de l'arc, il suffirait de ne pas tenir compte dans le tableau des colonnes verticales correspondant aux poids supprimés, c'est-à-dire correspondant à la partie de l'arc non surchargée. On voit donc que ce tableau permet de calculer l'effet d'une combinaison quelconque de surcharge recouvrant une portion de tablier choisie à volonté.

Mais nous nous proposons de déterminer pour chaque section et chaque semelle le travail du métal correspondant à la répartition de la surcharge la plus défavorable pour ce point. Rien n'est plus aisé : si nous cherchons le maximum du travail à la compression, il faudra évidemment tenir compte de tous les poids qui donnent lieu à un travail de cette nature, et éliminer les autres, qui, donnant

lieu à un travail à l'extension, auraient pour effet de diminuer la compression totale.

On est amené ainsi à diviser le tableau en deux zones dont l'une contient tous les nombres positifs, c'est-à-dire correspondant au travail à la compression, et l'autre tous les nombres négatifs. Nous avons représenté cette division sur la figure 1, pour la semelle supérieure de l'arc étudié par nous, et sur la figure 2 pour la semelle inférieure.

Examinons la section indiquée par le point *a*, c'est-à-dire placée à une distance *na* de la naissance, et à une distance *ac* de la clef. Pour avoir le travail maximum à la compression, il faut supposer que la surcharge couvre exclusivement la partie *ab* de l'arc; pour avoir le maximum de l'extension, la partie *bc*; et enfin, en supposant que la surcharge soit complète, le travail sera égal à la différence de la compression maximum et de l'extension maximum.

L'épure (*fig.* 3) représentative du travail du métal rend compte des résultats obtenus. Le maximum de la compression (partie chargée *ab*) est figuré par l'ordonnée AN, le maximum de l'extension (partie chargée *bc*), par l'ordonnée AM, et enfin la différence MN indique la compression qui résulte de la surcharge d'épreuve complète. La même figure a été reproduite pour la semelle inférieure, dont les courbes représentatives sont, dans la figure 3, placées au-dessous de l'axe des abscisses (*Épure* II, Pl. 23).

Nous avons atteint le but que nous nous étions proposé en ce qui concerne la détermination de l'effet maximum, à la compression et à l'extension, du métal de chaque semelle de l'arc.

Il est aisé de compléter le résultat obtenu en ajoutant à chacun des nombres obtenus l'effet dû à la charge permanente. On obtient les courbes de la figure 4. Le travail maximum à la compression est représenté par un trait plein ———, le travail maximum à l'extension par le trait — - — - — - —. Quand à la courbe pointillée ------.

elle s'applique à des zones de l'arc où il est impossible, quelle que soit la disposition de surcharge admise, de faire travailler le fer à l'extension : en conséquence, ces courbes représentent le minimum absolu du travail à la compression (*Épure* III, Pl. 23).

Enfin on peut calculer encore, en se servant des formules connues, pour chaque point de l'arc le travail maximum du fer dû aux plus grands écarts de température possibles, au-dessus et au-dessous de la température de montage (les écarts admis par nous ont été ± 34°). Cela fait, en ajoutant aux ordonnées de chacune des courbes de la figure 4 la valeur du travail de même nature (soit à l'extension, soit à la compression) résultant de l'hypothèse de l'une des températures limites, nous voyons que nous obtiendrons (*fig.* 5) les courbes représentatives soit du maximum de la compression (————), soit du maximum de l'extension (— - — - — - —), soit du minimum de la compression (- - - - -) qui puisse être réalisé dans chacune des sections, et sur chacune des semelles de l'arc, en se plaçant pour ce point considéré dans le cas le plus défavorable au double point de vue de la surcharge et de la température (*Ep.* V).

Cette épure étant ainsi dressée permet : 1° si l'arc à exécuter doit être en fonte, de vérifier si le travail à l'extension (— - — - — - —) ne dépasse pas la limite admissible; 2° de distinguer les parties les plus fatiguées de l'arc et, par suite, de remédier à leur faiblesse en renforçant l'une ou l'autre des semelles en ces points; 3° de constater si le travail est trop peu élevé en certaines sections et, par suite, d'alléger en ces points l'arc en diminuant sa force.

Cela revient à appliquer aux arcs le travail de répartiion des tôles des semelles que l'on effectue pour les pou-es droites à travées solidaires, après avoir dressé les ɔures du travail correspondant à celles dont nous venons ɜ parler.

II. — EFFET DES CHARGES ROULANTES.

Les charges roulantes produisent en général sur les ponts métalliques des déformations plus considérables que celles correspondant à des charges immobiles ou statiques de même poids. Ce phénomène, qui est surtout sensible pour les ouvrages de petite ouverture, peut être attribué à trois causes différentes :

1° Si l'on place lentement et progressivement une certaine charge sur le tablier d'un pont métallique, celui-ci fléchit graduellement et finit par atteindre une position d'équilibre au moment où la charge est complète. Si l'on suppose au contraire que la charge soit instantanément placée en totalité sur le pont, celui-ci possède une certaine vitesse acquise lorsqu'il atteint la position d'équilibre statique précitée; il la dépasse et se trouve animé d'un mouvement vibratoire autour de cette position. Le maximum d'abaissement dû à la charge instantanée ou dynamique est donc supérieur à l'abaissement statique dû au chargement progressif du pont.

Or les charges roulantes forment un cas intermédiaire entre le cas de la charge statique et celui de la charge dynamique, puisque le pont se trouve complètement chargé dans un temps très court, et on conçoit que le mouvement vibratoire qui en résulte pour le pont donne lieu à un abaissement maximum d'autant plus voisin de l'abaissement dynamique que la charge est placée plus rapidement, c'est-à-dire que le train marche avec plus de vitesse.

2° Le tablier, par suite de l'abaissement du milieu du pont, prend une forme cintrée : il en résulte que la charge roulante, suivant une trajectoire circulaire, exerce sur la poutre des pressions plus grandes que dans l'état statique, à raison des forces d'inertie centrifuges développées pendant le mouvement; ces forces, dirigées suivant les rayons

du tablier, sont sensiblement verticales et sont équivalentes comme effet à une augmentation dans le poids de la charge supportée par le pont : il en résulte donc une augmentation dans l'abaissement au milieu du pont ;

3° Les trépidations provenant du déplacement des points d'appui du train sur le tablier du pont, des mouvements vibratoires de la locomotive et des wagons, du choc des roues contre les extrémités des rails. Mais ces différentes causes, dont les effets sont d'une part peu puissants et d'autre part ne sont pas concordants, ne peuvent produire sur le pont qu'un tremblement correspondant à un mouvement vibratoire d'une amplitude insignifiante même pour les ponts de faible ouverture. Nous n'aurons donc pas à nous en occuper.

Mouvement vibratoire dû à une charge instantanée. — Considérons le mouvement vibratoire communiqué à un pont métallique par une charge roulante. D'après ce que nous avons dit précédemment, ce mouvement, dont l'importance croît avec la vitesse de la charge, a pour limite supérieure, si l'on ne tient pas compte pour le moment de la force centrifuge, le mouvement dû à une charge de même poids placée instantanément mais sans choc sur le pont.

Cherchons donc à déterminer l'amplitude et la durée des vibrations imprimées à un arc métallique par l'effet d'une surcharge instantanée ou dynamique.

Pour simplifier le raisonnement nous supposerons que la charge permanente et la surcharge se réduisent à des forces verticales appliquées à la clef de l'arc, supposé par lui-même sans poids.

Soient Mg la charge permanente de l'arc et $M'g$ la surcharge d'épreuve. Dans l'état d'équilibre statique, l'arc est soumis à trois forces : le poids de la charge P appliquée à la clef et les réactions R des appuis aux naissances (*fig.* 6, Pl. 22).

Les réactions de l'arc sur le tablier et les sommiers sont des forces égales et directement opposées à P et R. Soit y l'abaissement de l'axe à la clef sous l'influence d'une charge P; on sait que cet abaissement est proportionnel à P. On a $y = \frac{P}{C}$ ou $P = yC$, C étant une constante, et comme le pont est en équilibre, la réaction de l'arc sur le tablier est représentée par la même expression Cy. Nous voyons ainsi que, dans une position quelconque de l'arc, la réaction de l'arc sur le tablier est proportionnelle à l'abaissement y de la clef de l'arc au-dessous de la position correspondant à une charge nulle : c'est une conséquence immédiate des théories de la résistance des matériaux.

Soit donc O la position occupée par la clef de l'arc lorsqu'il ne supporte aucune charge, c'est-à-dire par l'arc sur cintre. Supposons qu'on applique graduellement à la clef la charge permanente Mg, en décintrant l'arc; la clef fléchira et l'abaissement statique OA_0 (*fig.* 7) correspondant sera proportionnel à Mg :

$$OA_0 = y_0 = \frac{Mg}{C} \qquad Cy_0 = Mg.$$

Représentons Mg par A_0D_0. Dans cette position d'équilibre, la réaction de l'arc sur le tablier du pont est égale à A_0D_0; représentons-la par $A_0B_0 = A_0D_0 = Mg$. Appliquons maintenant graduellement la surcharge $M'g = D_0C_0$, la nouvelle flèche statique $OA_1 = y_1$ sera telle que l'on ait :

$$A_1B_1 = A_0C_0 = (M + M')g = Cy_1$$

en représentant par A_1B_1 la réaction de l'arc sur le tablier du pont.

Enfin, supposons que l'on place instantanément la surcharge $M'g$ sur l'arc métallique et cherchons quel en sera le résultat.

L'arc part de la position initiale pour laquelle la clef était en A_0 avec une vitesse nulle. Considérons-le dans une position quelconque correspondant pour la clef à la position A. Appliquons le théorème des forces vives depuis la position initiale A_0. Soit V la vitesse de la masse $M + M'$ appliquée à la clef. Nous devons égaler la force vive de la masse $M + M'$ à la somme algébrique des travaux des forces appliquées à l'arc, depuis la position initiale de la clef A_0. Ces travaux sont les suivants :

1° Les travaux des forces moléculaires dans les différentes sections de l'arc, travaux qui se détruisent deux à deux et dont le total est nul ;

2° Le travail des réactions de l'arc sur les appuis, travail nul, puisque les points d'application de ces forces restent immobiles ;

3° Le travail de la pesanteur sur les masses M et M' ;

4° Le travail de la réaction de l'arc sur le tablier, qui est dirigée en sens contraire de la pesanteur : cette réaction est d'ailleurs constamment représentée par l'expression Cy, où entre la variable y, abaissement de la clef au-dessous de la position initiale O.

On a finalement l'équation :

$$\frac{1}{2}(M + M')V^2 = \int_{y_0}^{y} (M + M')g\,dy - \int_{y_0}^{y} Cy\,dy$$

ou

$$= (M + M')g\,(y - y_0) - C\left(\frac{y^2 - y_0^2}{2}\right).$$

Cette équation correspond à un mouvement vibratoire, car y ne peut varier qu'entre deux limites, en dehors desquelles les valeurs de V deviendraient imaginaires. Ces deux limites pour lesquelles V s'annule sont définies par les valeurs de y.

1° $y = y_0$ position initiale de l'arc

t

$$y = y_2 = \frac{2(M+M')}{C} g - y_0.$$

Cette valeur de y_2 est précisément le maximum de l'abaissement de l'arc à la clef sous l'influence de la charge instantanée $M'g$, c'est l'abaissement dynamique cherché. Or, on a :

$$y_2 - y_0 = 2\frac{(M+M')}{C} g - 2y_0 = 2\left[\left(\frac{M+M'}{C}\right) g - y_0\right]$$
$$= 2(y_1 - y_0);$$

d'où

$$A_0 A_2 = y_2 - y_0 = 2(A_0 A_1) = 2(y_1 - y_0);$$

par conséquent, l'abaissement dynamique $A_0 A_2$ résultant de la surcharge instantanée $M'g$ est le double de l'abaissement statique $A_0 A_1$ correspondant à cette même surcharge.

Ce résultat est absolument indépendant de la valeur Mg de la charge permanente. Nous retrouvons ici un fait bien connu et déjà démontré dans les traités de résistance.

Cherchons maintenant à déterminer la durée de la vibration dont nous venons de trouver l'amplitude.

Reprenons l'équation des forces vives appliquée à l'arc. Nous avons trouvé :

$$\frac{1}{2}(M+M')V^2 = (M+M')g(y-y_0) - \frac{C}{2}\left(y^2 - y_0^2\right)$$

pour une valeur quelconque y de l'abaissement à la clef.

Posons pour simplifier $x = y - y_0$, x variable auxiliaire, est l'abaissement au-dessous de la position initiale A_0. En A_0 on a $x = 0$.

L'équation devient :

$$\frac{1}{2}(M+M')V^2 = (M+M')gx - \frac{C}{2}x^2 - Cxy_0$$

ou comme

$$Cy_0 = Mg \qquad Cy_0 x = Mgx.$$
$$\frac{1}{2}(M+M')V^2 = M'gx - \frac{Cx^2}{2}.$$

On a d'ailleurs

$$V = \frac{dx}{dt},$$

d'où

$$\frac{1}{2}(M + M')\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 = M'gx - \frac{Cx^2}{2}$$

et

$$dt = \sqrt{M + M'} \times \frac{dx}{\sqrt{2 M'gx - Cx^2}}$$

$$t = \int_{A_1}^{A_2} \sqrt{M + M'} \times \frac{dx}{\sqrt{2 M'gx - Cx^2}},$$

t représentant ici la durée de la vibration simple, de la position A_1 à la position A_2, c'est-à-dire de :

$$x = o \text{ à } x = \frac{2M'g}{C}.$$

L'intégrale indéfinie de cette expression serait :

$$\int \sqrt{M + M'} \frac{dx}{\sqrt{2 M'gx = Cx^2}} = \frac{\sqrt{M + M'}}{C} \text{ arc sin. } \left(\frac{Cx}{M'g} - 1\right).$$

L'intégrale définie entre les limites $x = o$ et $x = \frac{2Mg}{c}$ est donc :

$$t = \frac{\sqrt{M + M'}}{C}\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\pi}{2}\right) = \pi \frac{\sqrt{M + M'}}{C}.$$

Ainsi sous l'action d'une charge instantanée M', un pont métallique prend un mouvement vibratoire tel que l'amplitude des vibrations autour de la position d'équilibre statique est égale à l'abaissement statique, et que la durée des vibrations est représentée par la formule :

$$t = \pi \frac{\sqrt{M + M'}}{C}.$$

C étant le rapport entre la surcharge et l'abaissement statique correspondant. Ce résultat s'applique d'ailleurs à

toutes les dispositions de charge et à tous les ponts métalliques : en effet, le raisonnement précédent que nous avons appliqué pour plus de simplicité à un cas particulier pourrait s'appliquer sans changement à un système de forces verticales quelconques agissant sur un pont quelconque, à condition que l'on admît que l'abaissement vertical d'un point d'application est respectivement proportionnel à l'intensité de la force : cette hypothèse, qui forme la base du raisonnement, est une conséquence des théories de la résistance des matériaux.

Mouvement vibratoire dû à une charge roulante. — Les résultats précédents s'appliquent au cas d'une charge placée instantanément sur le pont. Considérons maintenant le cas d'une charge roulante $M'g$. Soit T la durée de chargement du pont, c'est-à-dire le temps qui s'écoule entre le moment où le train atteint le pont et celui où le train couvre entièrement le tablier.

Soit t la durée de la vibration simple qui serait due à une charge instantanée $\frac{Mg}{n}$, en posant $T = nt$. Pendant la première période de temps t, le pont a reçu une charge $\frac{M'g}{n}$, que l'on peut regarder sans erreur sensible comme placée instantanément : en vertu de l'effet de cette charge, le pont est entré en vibration. Mais pendant le second temps t, une autre charge $\frac{M'g}{n}$ est venue se placer sur le pont, en contrariant l'effet de la première charge, qui tendait à faire remonter le tablier : les deux effets se détruisent, le mouvement vibratoire est annulé pour recommencer ensuite par l'effet d'un troisième poids $\frac{M'g}{n}$, etc, etc...

On peut donc admettre que le mouvement vibratoire dont est animé le pont lorsque la charge est complète est celui dû à une charge instantanée égale à $\frac{M'g}{n}$: l'amplitude de

la vibration serait ainsi proportionnelle pour une même valeur de $M'g$ à $\frac{1}{n}$, c'est-à-dire à $\frac{t}{T}$ ce qui explique pourquoi ce mouvement vibratoire est d'autant moins sensible que T est plus grand, c'est-à-dire que le train va plus lentement (*).

Ce raisonnement permet de supposer qu'une charge roulante $M'g$ donne lieu a un mouvement vibratoire identique à celui qui résulterait d'une charge instantanée $M'g \times \frac{t}{T}$, t étant la durée de la vibration simple et T la durée du chargement du pont : cette formule suppose d'ailleurs que l'on à $T > t$.

Dans ces conditions l'abaissement dû à la charge roulante sera égal à l'abaissement dû à la charge statique multiplié par le coefficient $1 + \frac{t}{T}$, ce coefficient devenant égal à 2 pour $t = T$, cas assimilable à celui de la charge instantanée, et égal à 1 pour $T = \infty$, cas de la charge statique.

L'abaissement statique dû à la surcharge $M'g$ est représenté par $\frac{M'g}{c}$, et d'autre part on a $t = \pi \sqrt{\frac{M + M'}{c}}$.

T durée du chargement du pont est égal à l'ouverture de l'ouvrage $2a$, divisée par la vitesse du train V. $T = \frac{2a}{V}$.

En désignant par f l'abaissement dynamique dû à la charge roulante $M'g$ animée de la vitesse V, on aurait donc

(*) Le raisonnement qui nous a conduit à ce résultat est loin d'être rigoureux, puisqu'il s'applique à un mode de chargement du pont absolument hypothétique, qui s'écartera toujours plus ou moins de la réalité. La convention admise par nous est analogue à celle qui consiste à substituer, dans le calcul des ponts métalliques, une surcharge uniformément répartie à la surcharge à répartition variable que représente un train. Nous avons cherché à montrer qu'*à priori* cette hypothèse paraissait se rapprocher suffisamment de la réalité. C'est à l'expérience qu'il appartient de justifier nos prévisions, en indiquant si les résultats observés concordent avec la formule à laquelle nous sommes arrivé. Nous donnons plus loin cette vérification expérimentale.

$$f=\frac{M'g}{C}\left(1+\frac{V}{2a}\times\pi\,\frac{\sqrt{M+M'}}{C}\right).$$

On voit que la valeur de f croît proportionnellement à M' et à V, c'est-à-dire au poids et à la vitesse de la charge roulante. Mais, d'autre part, f est d'autant plus grand que M est plus considérable, ce qui nous conduit à cette conclusion que l'effet produit sur le pont est d'autant plus important que la charge permanente est plus grande. Cette affirmation semble tout d'abord absolument paradoxale; en général l'on admet que, en augmentant la charge morte d'un pont, par exemple, en plaçant du ballast sur le tablier, on le rend moins sensible à l'effet des charges roulantes. Or notre raisonnement nous a conduit à une opinion absolument contraire et qui peut se formuler ainsi :

Si l'on augmente la charge permanente d'un pont métallique, sans *augmenter sa solidité*, c'est-à-dire si l'on ajoute une charge morte qui ne contribue pas à la stabilité, par exemple du ballast, on rend plus sensible l'effet des charges roulantes sur ce pont. Nous avons eu nous-même grand'peine à admettre l'exactitude de ce principe, mais en nous reportant aux calculs faits par M. Philipps pour la recherche de l'effet des charges roulantes sur les poutres métalliques, nous avons constaté qu'il était arrivé par une autre méthode à la même conclusion que nous. En effet, il a cherché à déterminer le moment fléchissant dynamique dû à une charge roulante, et il a constaté que la différence entre ce moment fléchissant et le moment fléchissant statique dû à une charge de même poids, est égale pour une poutre appuyée à ses deux extrémités à :

$$\frac{1}{8}pl^2\left(1+\frac{Ql}{2er^2}+\frac{V^2}{2g}\right)+\frac{1}{4}Q\left(1+\frac{2Ql}{3er^2}\times\frac{V^2}{2g}\right)-\frac{1}{8}pl^2-\frac{1}{4}Ql\ (*)$$

ou

$$\frac{1}{8}pl^2\times\frac{Ql}{2er^2}\times\frac{V^2}{2g}+\frac{1}{4}Q\times\frac{2Ql}{3er^2}\times\frac{V^2}{2g}.$$

(*) *Annales des Mines*, 1855.

On voit que cette augmentation croît avec p, lorsqu'on suppose Q, l, V, et er^2 constants, c'est-à-dire qu'à l'égalité de portée et de résistance (l et er^2), et sous l'influence de charges égales et animées de même vitesse (Q et V), le moment fléchissant et par suite la flèche augmente d'autant plus que la charge permanente p par mètre courant est plus considérable.

Nous en concluons qu'il est absolument inutile, qu'il est même nuisible, de faire supporter aux ponts métalliques des charges mortes ne contribuant pas à la stabilité de l'ouvrage (telles que le ballast), au point de vue de l'effet à attendre des charges roulantes.

Effet de la force centrifuge. — Dans les recherches précédentes nous n'avons pas tenu compte de la force centrifuge développée lors du passage d'un train sur le tablier d'un pont. Considérons maintenant les charges roulantes à ce nouveau point de vue.

Supposons qu'une charge immobile p' par mètre courant de pont s'anime tout à coup d'une vitesse V.

Soit f l'abaissement du tablier en son milieu au-dessous de l'horizontale qui passe par ses extrémités. Supposons que le tablier affecte la forme d'un arc de cercle dont la corde serait $2a$, et la flèche f. La force centrifuge développée par la charge roulante est égale à $\frac{p'}{g} \times \frac{V^2}{\rho}$, ρ rayon de courbure, est égal à $\frac{a^2}{2f}$ (*fig.* 8). Donc la force centrifuge en question est égale à

$$\frac{2p'V^2f}{ga^2},$$

et comme elle a une direction sensiblement verticale, on voit que l'effet produit par la charge roulante est équivalent à celui qui résulterait d'une charge statique immobile dont le poids par mètre courant serait $p'\left(1 + \frac{2V^2}{g^{2c}}f\right)$.

Il conviendra donc de multiplier par ce coefficient $\left(1+\frac{2V^2}{ga^2}f\right)$ l'abaissement du pont et le travail du métal sous l'influence de la charge statique p', pour obtenir l'effet de la charge roulante.

Effet total de la surcharge roulante dû aux influences simultanées du mouvement vibratoire du pont et de la force centrifuge de la surcharge. — L'équation des forces vives appliquées au mouvement vibratoire d'un pont dû à l'effet d'une charge instantanée est :

$$\frac{1}{2}(M+M')V^2=\int_{y_0}^{y}(M+M')g\,dy-\int_{y_0}^{y}yc\,dy,$$

lorsqu'il n'y a pas à tenir compte de la force centrifuge correspondant à la vitesse V.

Or cette force centrifuge peut être représentée par l'expression

$$\frac{2V^2}{ga^2}M'gf=\frac{2V^2}{a^2}M'f,$$

en désignant par f la flèche totale du tablier. Mais cette flèche est égale à l'abaissement y dû à l'ensemble des charges Mg et $M'g$, augmenté de l'abaissement initial y_i, indépendant des charges qui, dans le cas d'un arc, peut résulter d'une variation de la température. On aurait donc pour expression de la force centrifuge :

$$\frac{2M'V^2}{a^2}(y_i+y).$$

Supposons maintenant, comme dans le cas déjà étudié de la charge instantanée simple, que la force centrifuge et le poids de la charge $M'g$ soient concentrés à la clef de l'arc A_0.

Reprenons les notations et la figure employées dans l'étude du mouvement vibratoire (*fig.* 9, Pl. 22).

Dans le premier cas, les surfaces $A_0 B_0 A_2 B_2$ et $A_0 C_0 A_2 C_2$ étaient égales, $A_0 A_2$ était l'amplitude de la vibration.

Dans le cas actuel le poids $AC = (Mt + M)g$ est augmenté de la force centrifuge $CE = \frac{2M'V^2}{a^2}(y_t + y)$ et l'égalité doit exister entre les surfaces $A_0 B_0 A_2 B_2$ et $A_0 E_0 A_2 E_2$, c'est-à-dire que l'on doit avoir, en intégrant l'équation des forces vives entre les limites A_0 et A_2

$$\int_{y_0}^{y_2} Cy\,dy = \int_{y_0}^{y_2} (M + M')g\,dy + \int_{y_0}^{y_2} \frac{2M'V^2}{a^2}(y_t + y)\,dy,$$

d'où

$$\frac{C}{2}(y_2^2 - y_0^2) = (M + M')g\,(y_2 - y_0) + \frac{2M'V^2}{a^2}\left[y_t(y_2 - y_0) + \left(\frac{y_2^2 - y_0^2}{2}\right)\right]$$

et

$$\left(\frac{y_2^2 - y_0^2}{2}\right)\left\{C - \frac{2M'V^2}{a^2}\left(\frac{2y_t}{y_2 + y_0} + 1\right)\right\} = (M + M')g(y_2 - y_0)$$

On a d'ailleurs sensiblement $y_2 + y_0 = \frac{2(M + M')g}{C}$.

Donc l'équation devient :

$$\left(\frac{y_2^2 - y_0^2}{2}\right)\left[C - \frac{2M'V^2}{a^2}\left(1 + \frac{Cy_t}{(M + M')g}\right)\right] = (M + M')g\,(y_2 - y_0).$$

Cette équation ne diffère de l'équation primitivement obtenue dans l'étude du mouvement vibratoire simple qu'en ce que le coefficient C est diminué de la quantité

$$\frac{2M'V^2}{a^2}\left(1 + \frac{Cy_t}{(M + M')g}\right).$$

Posons

$$C^1 = \frac{2M'V^2}{a^2}\left(1 + \frac{Cy_t}{(M + M')g}\right).$$

On obtiendra la valeur de f correspondant au cas présentement étudié en substituant $C - C'$ à C dans la formule relative au mouvement vibratoire produit par une charge sans vitesse :

$$(a) \qquad f = \frac{M'g}{C - C'}\left(1 + \frac{\pi V}{2a}\sqrt{\frac{M + M'}{C - C'}}\right).$$

Cette formule peut s'écrire sous la forme :

$$(a) \qquad f = \frac{M'g}{C}\left(\frac{1}{1 - \frac{C'}{C}}\right)\left(1 + \frac{\pi V}{2a}\sqrt{\frac{M + M'}{C - C'}}\right).$$

On remarquera que $\frac{M'g}{C}$ représente l'abaissement dû à une surcharge statique $M'g$, que le coefficient $\frac{1}{1 - \frac{C'}{C}}$ représente l'effet de la force centrifuge due à la vitesse V, et que le coefficient $1 + \frac{\pi V}{2a}\sqrt{\frac{M + M'}{C - C'}}$ représente l'effet dû au mouvement vibratoire du pont.

En résumé, la formule (a) donne l'abaissement du milieu d'un pont dû à une charge roulante $M'g$ animée d'une vitesse V, en désignant par Mg la charge permanente, par $2a$ l'ouverture de l'ouvrage, par $\frac{M'g}{C}$ l'abaissement statique correspondant à la charge $M'g$ et par C' l'expression $\frac{2M'V^2}{a^2}\left(1 + \frac{Cy_t}{(M + M')g}\right)$ où y_t indique l'abaissement du milieu du pont dû à la seule influence de la température.

Cette formule s'applique également aux arcs et aux poutres métalliques : dans ce dernier cas on a toujours $y_t = 0$ et l'expression de C' se simplifie :

$$C' = \frac{2M'V^2}{a^2}.$$

Vérification des résultats précédents. — Une commission nommée en 1847 par le gouvernement anglais pour faire une enquête sur l'emploi du fer et de la fonte dans

les constructions dépendant des chemins de fer, a déterminé dans certains cas l'effet des charges roulantes sur des poutres métalliques.

Elle a constaté que la différence entre l'abaissement statique et l'abaissement dû à une charge roulante était d'autant plus sensible que la poutre étudiée avait moins de longueur, et a expliqué ce phénomène par l'influence de la charge permanente.

Si la formule énoncée précédemment par nous est exacte, elle doit d'une part fournir, pour les différents cas expérimentés par la commission anglaise, les abaissements observés dans ces expériences, et d'autre part, pour un pont de grande ouverture, tel que celui que nous avons étudié, indiquer une égalité à peu près complète entre l'effet de la charge statique et celui de la charge roulante.

La commission anglaise a fait ses expériences sur des poutres en fonte de $2^m,743$ de longueur, $0^m,101$ de largeur et $0^m,038$ d'épaisseur, sur lesquelles on faisait passer un chariot pesant 508 kilos avec les vitesses croissantes : 0, $16^{km},09$ à l'heure ($4^m,47$) et $48^{km},28$ à l'heure ($13^m,41$). Elle a mesuré les flèches correspondant à ces différents cas (*).

La commission ne donne aucun renseignement sur la distance des points d'appui des poutres, ni sur la disposition du chariot, ce qui ne nous permet pas d'appliquer la formule en toute certitude.

Nous admettrons comme hypothèse que la distance des points d'appui était de $2^m,60 = 2a$, et que le chariot était porté par un certain nombre d'essieux, la distance des essieux extrêmes étant égale à $2a = 2^m,60$

On a d'ailleurs :

(*) *Annales* 1851, p. 202.

Mg (poids de la poutre) $= 2{,}743 \times 0{,}101 \times 0{,}038 \times 7{,}800 = 82^{kg}$
$M'g$ — — $= 508^{kg}$
$2a$ — — $= 2^{m},60$
$C' = \dfrac{2M'V^2}{a^2} = \dfrac{2 \times 508}{(1{,}30)^2} V^2$

L'abaissement statique étant égal à 0,015, celui dû à la charge roulante est donné par la formule

$$f = 0{,}015 \left(\frac{1}{1 - \dfrac{0{,}03}{g(1{,}30)^2} V^2}\right) \left(1 + \frac{\pi V}{2{,}60} \sqrt{\frac{0{,}01643}{g} \left(\frac{1}{1 - \dfrac{0{,}03}{g(1{,}30)^2} V^2}\right)}\right)$$

En appliquant cette formule on trouve :

VALEUR DE V.	FORMULE CORRESPONDANTE.	VALEUR CALCULÉE DE f.	VALEUR OBSERVÉE DE f.
0	$f = 0{,}015\ (1)\ (1)$	$= 0{,}015$	0,015
4,47	$f = 0{,}015\ (1{,}0376)\ (1{,}2252)$	$= 0{,}01907$	0,020
13,41	$f = 0{,}015\ (1{,}4825)\ (1{,}81492)$	$= 0{,}04036$	0,039

Les différences entre ces résultats calculés et observés ne sont dans les deux cas que de 1 millimètre.

Elles peuvent être attribuées : d'une part à ce que l'hypothèse faite par nous pour la distance des points d'appui et la disposition du chariot n'est point exacte, d'autre part à ce que les chiffres fournis par la commission ne paraissent exacts qu'à 1/20 de pouce près, soit $0^{m},00125$ puisque ces résultats sont donnés en dixièmes de pouces.

En résumé, cette vérification de la formule nous paraît très concluante en faveur de son exactitude.

Application des formules précédentes au pont sur la Loire. — Appliquons-les maintenant à l'arc de 60 mètres d'ouverture que nous avons étudié : on sait que pour les grands ponts, on ne trouve pas de différence appréciable entre l'abaissement dû à une charge immobile et celui dû à la même charge animée d'une vitesse même considérable. Ceci a été constaté lors des expériences faites sur le pont de l'Erdre (ligne de Nantes à Châteaubriant).

La formule appliquée à notre arc devra donc faire ressortir ce fait.

Considérons les deux formules :

$$f = \frac{M'g}{C}\left(\frac{1}{1 - \frac{C'}{C}}\right)\left(1 + \frac{\pi V}{2a}\sqrt{\frac{M + M'}{C - C'}}\right) \text{ et } C' = \frac{2M'V^2}{a^2}\left(1 + \frac{Cy_t}{(M + M')g}\right)$$

Considérons le cas limite d'un train pesant par mètre courant d'arc 1850 kilogrammes et animé d'une vitesse de $50^k,4$ à l'heure, soit 14 mètres par seconde.

Ce train aurait donc à la fois le poids et la vitesse maxima prescrits par la circulaire pour les épreuves statique et dynamique.

On a, en se reportant aux abaissements statiques à la clef calculés précédemment sous l'influence des charges Mg, $M'g$, $(M + M')g$:

$$C = \frac{Mg}{0,01012} = \frac{M'g}{0,01190} = \frac{(M + M')g}{0,02202}$$

$$2a = 60^m \qquad V = 14^m$$

y_t abaissement maximum de la clef sous l'influence des variations de la température, a été trouvé par nous égal à $0^m,04824$ pour un abaissement de la température de 34°.

On a donc :

$$\frac{C'}{C} = \frac{2M'V^2}{a^2}\left(1 + \frac{y_t}{0,02202}\right)\left(\frac{0,01190}{M'g}\right)$$

$$= \frac{2V^2}{ga^2} \times 0,01190\left(1 + \frac{0,04824}{0,02202}\right)$$

$$= 0,001686$$

et

$$f = 0,01190\,(1,001690)\,(1,030911) = 0,01229.$$

La différence entre la flèche dynamique 0,01229 et la flèche statique 0,0119 est égale à 0,00039. Elle est inférieure à 1/2 millimètre, et comme elle a été calculée dans l'hypothèse d'une surcharge présentant à la fois le poids et

la vitesse maxima, on en peut conclure que les charges roulantes ne produiront pas sur le pont de déformations sensiblement plus importantes que les charges statiques.

L'augmentation correspondante dans le travail du métal serait égale à $\frac{0,00039}{0,0119}$, soit $0^k,033$, par kilogramme. C'est absolument insignifiant.

Cette concordance entre les résultats de l'observation et ceux d'une formule, que nous avons obtenue par des considérations purement théoriques, nous paraît justifier d'une manière satisfaisante l'hypothèse qui nous a servi de point de départ dans notre calcul. Nous regrettons de n'avoir pu recueillir aucun fait d'observation se rapportant à des ponts métalliques d'ouverture moyenne, ce qui nous eût permis de compléter cette vérification expérimentale.

III. — RECHERCHE DU TRAVAIL DU MÉTAL, DANS LES TYMPANS RIGIDES DES PONTS EN ARC, PAR SUITE DES DÉFORMATIONS DES ARCS.

Un arc en métal articulé à ses deux naissances subit, sous l'influence des charges variables qu'il supporte et des changements de température, des déformations qui se traduisent par des abaissements ou des relèvements ainsi que par des variations dans l'inclinaison, aux différents points de l'axe de l'arc.

Les longerons du tablier ne sont soumis qu'à des phénomènes d'allongement ou de retrait sous l'influence des variations de température.

Ces mouvements de l'arc et des longerons ne concordant pas, comme nous le verrons plus loin, il en résulte que la figure géométrique du pont change constamment de forme, et que par suite les pièces constitutives du tympan sont obligées de se déplacer pour satisfaire aux nouvelles positions relatives des arcs et des longerons.

Si les tympans sont formés de pièces assemblées avec les longerons et les arcs au moyen d'articulations, ces déplacements se produisent naturellement sans provoquer aucun nouvel effort du métal. Si ces pièces sont encastrées dans les arcs et les longerons au moyen d'assemblages à rivets, tout changement dans la position relative d'un montant du tympan et de l'arc ou du longeron se traduit par une déformation de ce montant, qui conduit à un travail supplémentaire du métal qui le constitue.

Nous avons cherché à vérifier si, pour des ponts en arc de grande ouverture, ce travail du métal des tympans ne pourrait pas atteindre un maximum tel que l'on fût conduit, pour ne point fatiguer outre mesure les pièces, à renoncer à l'emploi de tympans reliés à l'arc et au tablier au moyen d'assemblages rigides.

Nous avons pris pour exemple le pont que nous avons étudié : ses tympans se composent d'une série de montants verticaux portant les pièces du pont et reposant sur les arcs. Nous allons résumer les résultats de nos recherches.

Nous allons chercher à déterminer quels seraient les efforts supplémentaires que subirait le montant le plus voisin des naissances des arcs si on le supposait relié invariablement avec l'arc et le longeron dans les différents cas de déformation de l'arc et du longeron.

Nous considérerons d'abord les déformations de l'arc sous l'influence des changements de température et des charges uniformément réparties, qui abaissent où relèvent la clef en laissant l'axe de l'arc symétrique par rapport à la verticale qui passe par la clef.

	RELÈVEMENT DE L'ARC A LA CLEF.	ALLONGEMENT DES LONGERONS.
1° Élévation de température de 34°.	0,04824	$30 \times 0,0004 = 0,012$
2° Abaissement de température de 34°. . . .	— 0,04824	— 0,012
3° Surcharge d'épreuve uniformément répartie.	— 0,01190	0

Considérons un montant vertical placé au droit des naissances de l'arc, et encastré à une extrémité sur l'arc, et à l'autre sur les longerons. Nous allons faire voir que dans les différentes hypothèses admises, les déplacements subis par sa base sous l'influence de la déformation de l'arc, et par sa tête sous l'influence des changements de longueur du longeron ne sont pas compatibles sans une déformation du montant qui peut être déterminée par le calcul.

Soit NC l'arc dans sa position initiale (*fig.* 10, Pl. 22).

Soit CC′ le relèvement de la clef dû à l'un des phénomènes énumérés plus haut : l'axe de l'arc devient NC′. C'est une circonférence de cercle qui a son centre o' sur la verticale CD, puisque le phénomène que nous étudions laisse l'arc symétrique par rapport à la clef.

Posons $CC' = \delta f$.

Soit R′ le nouveau rayon de courbure de l'axe de l'arc, on a

$$R = \frac{a^2 + f^2}{2f}$$

$$R' = \frac{a^2 + f^2 + 2f\delta f + (\delta f)^2}{2(f + \delta f)}$$

Ou, en négligeant les puissances de δf supérieures à l'unité :

$$R' = R\left(1 - \frac{\delta f}{f}\right) + \delta f.$$

Désignons par α et α' les angles ONH et O′NH, on a :

$$\frac{\cos\alpha'}{\cos\alpha} = \frac{\text{ON}}{\text{O'N}} = \frac{R}{R'} = \frac{1}{\left(1 - \frac{\delta f}{f}\right) + \frac{\delta f}{R}}$$

$$= 1 + \frac{\delta f}{f} - \frac{\delta f}{R}$$

$$= 1 + \delta f\left(\frac{R - f}{Rf}\right).$$

L'axe de la section droite de l'arc en N ne se déplace pas dans le sens vertical. Mais l'angle que le plan de cette

section fait avec le plan vertical augmente de la quantité $\alpha - \alpha'$. Il est aisé de calculer pour les différents cas considérés la valeur de ce déplacement angulaire de la section N

$$R = 78 \qquad f = 6 \qquad \frac{R-f}{Rf} = 0{,}15384$$

$$\alpha = 90^\circ - 22^\circ 37' \qquad \cos\alpha = 0{,}38456$$

$$\text{cas I : } \delta f = 0{,}04824 \qquad \alpha - \alpha' = 10'40''$$

$$\text{cas II : } \delta f = -0{,}04824 \qquad \alpha - \alpha' = -10'40''$$

$$\text{cas III : } \delta f = -0{,}01190 \qquad \alpha - \alpha' = -2'40''$$

Si le montant est encastré sur l'arc, son axe vertical doit se déplacer en chaque cas de l'angle $\alpha - \alpha'$. Sa longueur étant d'une extrémité à l'autre de 6 mètres, son extrémité supérieure se déplace horizontalement de la longueur

$$(\alpha - \alpha')\, 6 \times 0{,}0002909$$

$\alpha - \alpha'$ étant exprimée en minutes.

D'autre part, cette extrémité est reliée invariablement au longeron et, par suite, ne peut se déplacer que de la quantité dont celui-ci s'allonge ou se contracte, c'est-à-dire de $\pm 0{,}012$ quand la température varie de $\pm 34^\circ$ (*). Il y a donc discordance entre le déplacement de cette extrémité supérieure et celui qu'il tendrait à prendre sous l'influence de la déformation de l'arc.

Considérons maintenant le cas d'une surcharge d'épreuve répartie seulement sur la moitié de l'arc : on sait qu'en ce cas l'abaissement vertical de l'axe de l'arc est maximum au rein de la partie chargée, c'est-à-dire au point placé au droit du milieu de la demi-corde de l'arc.

L'axe de l'arc prend alors la forme dissymétrique NQ'C'N, au lieu de $NQCN_1$ (*fig.* 11 et 12, Pl. 22).

Il s'agit de calculer la variation de l'inclinaison de l'axe de l'arc en N. Nous remarquerons que le maximum d'abais-

(*) Longueur du longeron de la clef aux naissances 30 mètres, dilatation ou contraction par un changement de température de $\pm 34^\circ$ $30(\pm 0{,}0004) = \pm 0{,}012$.

sement de l'arc ayant lieu en Q, le centre du nouveau cercle mené par N et Q' est sur le rayon OQ par suite du parallélisme des tangentes des deux cercles en Q et Q' (*).

Posons :

$$QQ' = \delta f_1 \delta f_1 \text{ et } ff_1 f_1 = QG$$

et conservons les notations de la page précédente.

On a

$$R' = R\left(1 - \frac{\delta f_1}{f_1}\right) + \delta f_1 \qquad \frac{\cos \alpha'_1}{\cos \alpha^1} = 1 + \frac{\delta f_1}{f_1} - \frac{\delta f_1}{R}$$

$$\frac{\cos \alpha'_1}{\cos \alpha_1} = 1 + \delta f_1 \left(\frac{R - f}{Rf}\right)$$

$$f_1 = R\,(1 - \sin \alpha_1) = 1^m,515$$

$$\frac{R - f_1}{Rf_1} = 0,64724.$$

Dans le cas actuel on a :

$$+ \delta f_1 = 0,01938.$$

En négligeant la différence qui existe entre la distance QQ' comptée sur la verticale ou sur le rayon,

$$\cos \alpha_1 = 0,19609 = \sin 11°, 18', 30'',$$

d'où

$$\alpha_1 - \alpha'_1 = - 8', 40''.$$

Si nous considérons maintenant le rein de la partie de l'arc qui n'est pas chargée, l'axe de l'arc se relève en ce point et l'on a

$$\delta f_1 = 0,01164.$$

En appliquant le raisonnement précédent à ce cas particulier, on trouve :

$$\alpha_1 - \alpha'_1 = + 5'', 10''.$$

Ayant ainsi déterminé le déplacement horizontal de la partie supérieure du montant, qui est $\pm$ 0,012 pour une

(*) Nous admettons ici sans démonstration que l'axe de l'arc, malgré la légère déformation qu'il a subie, peut toujours être assimilé sans erreur possible un arc de cercle.

variation de température de $\pm 34^\circ$, et les variations d'inclinaison de l'axe de l'arc aux naissances, sous l'influence des charges et des changements de température, il est aisé d'étudier les déformations qui en résulteront pour le montant voisin des naissances, dans les trois hypothèses où il serait encastré soit avec l'arc et le longeron, soit avec une seule de ces pièces. Les résultats de cette étude feront voir s'il y a utilité à remplacer les assemblages rigides par des articulations.

1° Supposons le montant encastré à la fois sur l'arc et sur le longeron. Soit AB sa position initiale, correspondant à une surcharge nulle et à la température moyenne à laquelle s'est fait le montage du pont (*fig.* 13. Pl. 22).

Supposons que la température se modifie et que l'on surcharge le pont. L'inclinaison de l'axe de l'arc variant en B de l'angle $\alpha - \alpha'$, l'axe du montant suit son mouvement, en vertu de l'encastrement admis, et devient tangent en B à la ligne BC.

D'autre part, par suite de la dilatation du longeron, le point A vient en A', et le montant étant encastré sur le longeron, son axe reste normal en A' à la direction AC.

Désignons par n la longueur AA', qui représente la dilatation totale du longeron, et par l la longueur AC égale à AB tg $(\alpha - \alpha')$

$$l = 2a\,(\alpha - \alpha')\ 0{,}0002909$$

$\alpha - \alpha'$ étant compté en minutes.

Le montant, dont l'axe a pris la forme courbe A'B, est soumis en A' à l'action d'un moment fléchissant μ et d'une force F, en B à l'action d'un moment fléchissant ν et d'une force $-$F, qu'il s'agit de déterminer.

Prenons pour axe des x la tangente BC à l'axe du montant en B, B étant pris pour origine des coordonnées (*fig.* 14).

L'axe des y normal à BC sera sensiblement parallèle à CA.

On a alors l'équation de résistance :

$$\text{(1)} \qquad \mathrm{EI}\frac{d^2y}{dx^2} = \mathrm{F}(2a - x) + \mu,$$

$\mathrm{F}(2a - x) + \mu$ représentant le moment fléchissant de la pièce dans la section définie par l'abscisse x.

Cette équation intégrée deux fois donne :

$$\text{(2)} \qquad \mathrm{EI}\frac{dy}{dx} = \mathrm{F}\left(2ax - \frac{x^2}{2}\right) + \mu x + \mathrm{C};$$

$$\text{(3)} \qquad \mathrm{EI}y = \mathrm{F}\left(ax^2 - \frac{x^3}{6}\right) + \frac{\mu x^2}{2} + \mathrm{C}x + \mathrm{C}'.$$

Les constantes C et C′ se déterminent aisément en remarquant que :

$$\text{pour } x = 0, \text{ on a } \frac{dy}{dx} = 0 \text{ et } y = 0$$

$$\text{d'où } \mathrm{C} = \mathrm{C}' = 0.$$

Les équations (2) et (3) deviennent alors

$$\text{(4)} \qquad \mathrm{EI}\frac{dy}{dx} = \mathrm{F}\left(2ax - \frac{x^2}{2}\right) + \mu x;$$

$$\text{(5)} \qquad \mathrm{EI}y = \mathrm{F}\left(ax^2 - \frac{x^3}{6}\right) + \frac{\mu x^2}{2}.$$

Or, pour $x = 2a$, c'est-à-dire pour l'extrémité A′ du montant, on a :

$$\frac{dy}{dx} = \mathrm{Tg}\,(\alpha - \alpha') = \frac{l}{2a},$$

$$y = \mathrm{A'C} = \mathrm{AC} - \mathrm{AA'} = l - n;$$

d'où

$$\mathrm{EI}\frac{l}{2a} = \mathrm{F} \times 2a^2 + 2\mu a,$$

$$\mathrm{EI}\,(l - n) = \mathrm{F} \times \frac{8}{3}a^3 + 2\mu a^2.$$

Ces deux équations combinées donnent pour valeur de F et de μ

$$F = \frac{3\,EI}{2a^3}\left(\frac{l}{2} - n\right) \text{ et } \mu = \frac{EI}{2a^2}(3n - l).$$

Et l'équation (3) donnerait alors pour valeur du moment
échissant en B :

$$\nu = \frac{EI}{2a^2}(2l - 3n).$$

Connaissant les moments fléchissants μ et ν en A′ et B,
est aisé d'en déduire le travail maximum du métal dans
pièce par la formule

$$T = \frac{Xh}{2I}.$$

Le travail en A′ est $\frac{\mu h}{2I} = \frac{Eh}{4a^2}(3n - l)$.

Le travail en B est $\frac{\nu h}{2I} = \frac{Eh}{4a^2}(2l - 3n)$;

, la largeur du montant parallèlement au plan du tympan,
st égale à $0^m,32$; $E = 2 \times 10^{10}$; $2a = 6$.

Donc, le travail maximum du métal compté en kilo-
rammes par millimètre carré est en

A′ (partie supérieure du montant) $\frac{1600}{9}(3n - l)$

B (partie inférieure du montant) $\frac{1600}{9}(2l - 3n)$.

2° Supposons le montant encastré en B sur l'arc et arti-
lé en A′ avec le longeron (*fig.* 15).

Le calcul précédent peut s'appliquer à ce cas : il suffit
y faire $\mu = 0$ dans l'équation (5) et d'en tirer F pour
$= 2a$ et $y = l - n$.

On trouve : $F = \frac{3EI}{(2a)^3}(l - n)$, équation connue qui est la
lation qui existe entre la force F appliquée à l'extrémité
une pièce encastrée CB et le déplacement $l - n$ de l'ex-
mité C de cette pièce.

Le travail maximum du métal en B est alors

$$T = \frac{vh}{2I} = \frac{2a\,F + h}{2I}$$
$$= \frac{800}{3}(l - n),$$

Le travail en A′ est d'ailleurs nul, puisqu'il existe en ce point une articulation.

3° Supposons le montant encastré sur le longeron en A′ et articulé avec l'arc en B (*fig.* 16).

La force F nécessaire pour faire fléchir l'extrémité B de la pièce de la quantité $AA' = n$ au-dessous de la tangente A′D au point d'encastrement est donnée par la formule

$$F = \frac{3\,EI}{(2a)^3}\,n.$$

et le travail du métal en B a pour maximum :

$$T = \frac{2a\,F \times h}{2I} = \frac{800}{3}\,n,$$

Tableau résumant les résultats trouvés précédemment.

MODE D'ASSEMBLAGE d'un montant.	FORMULE donnant le travail maximum du métal à la partie supérieure.	FORMULE donnant le travail maximum du métal à la partie inférieure.
1° Encastrement avec l'arc. . . . . — avec le longeron.	$\frac{1600}{9}(3n - l)$	$\frac{1600}{9}(2l - 3n)$
2° Encastrement avec l'arc. . . . . Articulation avec l'arc.	0	$\frac{800}{3}(l - n)$
3° Articulation avec le longeron. . Encastrement avec le longeron. . .	$\frac{800}{3}n$	0
4° Articulation avec l'arc. . . . . . — avec le longeron.	0	0

Sachant que n représente la dilatation du longeron, et que $l = 2a \operatorname{tg}(\alpha - \alpha')$, il est aisé d'en conclure quel sera le travail du métal du montant dans les différentes hypothèses de déformation du pont sous l'influence des charges et des variations de température.

Nous avons porté au tableau suivant les résultats obtenus par l'application des formules précitées au cas étudié par nous.

Travail maximum du métal du montant en kilogrammes, par millimètre carré, résultant de sa déformation.

SURCHARGES du pont.	VARIATIONS de la température comptée à partir de la température observée lors du montage du pont.	VARIATION d'inclinaison de l'axe de l'arc aux naissances		VARIATION de longueur du longeron n en millimètres.	ENCASTREMENT AVEC L'ARC ET LE LONGERON.		ENCASTREMENT AVEC L'ARC SEUL.		ENCASTREMENT AVEC LE LONGERON SEUL.	
		$\alpha - \alpha'$	$l = 6 \operatorname{tg}(\alpha - \alpha')$ X en millimètres.		Partie supérieure. $T = \frac{1600}{9}(3n - l)$	Partie inférieure. $T = \frac{1600}{9}(2l - 3n)$	Partie supérieure. $T = 0$	Partie inférieure. $T = \frac{800}{3}(l - n)$	Partie supérieure $T = \frac{800}{3} n$	Partie inférieure. $T = 0$
I. — Néant. . .	+ 34°	+ 10'40"	+ 18,62	+ 12	k. + 3,090	k. + 0,22	0	k. + 1,765	k. + 3,2	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	− 34°	− 10'40"	− 18,62	− 12	− 3,090	− 0,22	0	− 1,765	− 3,2	0
II. — Surcharge sur la totalité du pont.	+ 34°	+ 8'	+ 13,97	+ 12	+ 3,914	− 1,428	0	+ 0,529	− 3,2	0
	0	− 2'40"	− 4,65	0	+ 0,824	− 1,648	0	− 1,236	0	0
	− 34°	− 13'20"	− 23,27	− 12	− 2,266	− 1,868	0	− 3,001	− 3,2	0
III. — Surcharge sur la moitié du pont attenante au montant considéré.	+ 34°	+ 2'	+ 3,49	+ 12	+ 5,780	− 5,160	0	− 2,27	− 3,2	0
	0	− 8'40"	− 15,13	0	+ 2,690	− 5,380	0	− 4,035	− 0	0
	− 34°	− 19'20"	− 33,75	− 12	− 0,40	− 5,600	0	− 5,800	− 3,2	0
IV. — Surcharge sur la moitié opposée du pont.	+ 34°	+ 15'50"	+ 27,62	+ 12	+ 1,490	+ 3,42	0	+ 4,165	− 3,2	0
	0	+ 5'10"	+ 9	0	− 1,6	+ 3,20	0	+ 2,4	− 0	0
	− 34°	− 5'30"	− 9,62	− 12	− 4,690	+ 2,98	0	+ 0,635	− 3,2	0

Les longueurs l et n sont précédées du signe (+) ou du signe (—) suivant le sens du déplacement de la partie supérieure du montant.

Les signes placés devant les nombres qui expriment le travail du métal indiquent le sens suivant lequel s'opère la flexion du montant.

Le tableau précédent montre qu'en reliant les montants aux arcs et aux longerons au moyen d'assemblages rigides, on les expose à des déformations qui donnent lieu à un travail du métal pouvant atteindre $5^k,6$ par millimètre carré, c'est-à-dire quadruple du travail à la compression ($1^k,4$) résultant de la surcharge d'épreuve maximum; on a ainsi une pièce qui, quoique soumise à une charge insignifiante, peut se trouver dans de très mauvaises conditions de résistance par suite de son encastrement sur deux pièces dont les déformations ne sont pas concordantes.

Si l'on articule le montant avec le longeron, en conservant l'assemblage rigide avec l'arc, le bénéfice retiré de cette disposition est nul, et même le maximum de travail du fer à la partie inférieure du montant ($5^k,8$) est supérieur à celui observé avec les deux assemblages rigides. Cette disposition ne saurait donc être recommandée.

Enfin, si l'on articule le montant avec l'arc, et non avec le longeron, on voit que sa déformation devient indépendante de la surcharge, et ne dépend plus que des variations de la température.

Son maximum, qui tombe à $3^k,2$ correspond à une élévation de température de 34° au-dessus de la température moyenne, et ne coïncide pas nécessairement avec la surcharge d'épreuve maximum.

C'est la disposition que nous avons adoptée pour le projet du pont sur la Loire : d'ailleurs, dans ce cas spécial, les dispositions particulières que présentait l'assemblage des montants avec le tablier lui donnait une certaine élasticité, de façon qu'il ne pût être assimilé qu'à un demi-encastrement, réduisant à $1^k,6$ le maximum du travail du métal dû à un changement de température de $\pm$ 34°.

Cette disposition, croyons-nous, a été également admise pour le pont en arc de Saint-Louis, sur le Mississipi.

Nous ajouterons que les calculs faits par nous s'appliquent à des montants ne présentant en élévation qu'une

largeur très faible de $0^m,32$: en augmentant cette dimension, de façon à avoir des montants très larges en élévation, disposition adoptée dans nombre d'ouvrages existant, on augmenterait proportionnellement le travail du métal du montant, la formule $T = h \frac{Eh}{4a^2} l$, représentative de ce travail contenant la largeur h du montant comme facteur du premier degré. Lors donc que l'on emploie des tympans rigides, il est prudent de réduire autant que possible la largeur en élévation des pièces de cette partie du pont, et de faire reposer le tablier sur les arcs par l'intermédiaire d'une série de piles étroites, transversales à l'axe du pont, au lieu d'adopter le système de fermes longitudinales superposées à chaque arc.

Nous ajouterons que le système adopté par nous n'est pas le seul qui conduise au résultat cherché.

On peut, comme l'a fait M. Eiffel pour le pont du Douro, rendre le tablier absolument indépendant de l'arc, sauf à la clef, où il y a un assemblage rigide.

Les tympans sont constitués par des piles métalliques reliées invariablement aux arcs et portant le tablier par l'intermédiaire de chariots de dilatation. Cette solution simple et complète ne paraît être applicable qu'aux ouvertures exceptionnelles, car elle exige l'emploi d'une grande quantité de métal pour les piles et les poutres à travées solidaires du tablier, et serait trop coûteuse pour les grandes ouvertures.

On résoudrait encore le problème d'une manière simple et peut-être plus avantageuse, en rompant les arcs à la clef, suivant la méthode de M. Darcel, et réunissant les deux tronçons par une articulation ou rotule : dans ce cas on pourrait sans inconvénient aucun établir sur chaque moitié d'arc des tympans rigides, la figure géométrique de chaque partie du pont n'étant plus sujette à des déformations.

Cette solution a l'avantage aussi de soustraire l'arc lui même aux variations du travail du fer dues, dans le cas étudié par nous, aux changements de température.

CONCLUSIONS.

Nous croyons devoir, en terminant cette étude, résumer sommairement les principales conclusions que nous en avons tirées :

1° Il est aisé d'appliquer aux arcs métalliques un mode de calcul aussi rigoureux que celui qui sert pour la détermination des dimensions des poutres droites à travées solidaires, en tenant compte des influences complexes de la surcharge à répartition invariable, et des changements de température.

2° L'on peut, au moyen d'une formule très simple, déduite de la théorie de la résistance des matériaux, et que l'expérience paraît vérifier, se rendre un compte exact de l'influence de la vitesse des charges roulantes qu'un pont métallique quelconque peut être appelé à supporter, ce qui complète d'une manière intéressante les calculs de stabilité relatifs à cet ouvrage. Il semble d'ailleurs que cette influence de la vitesse soit peu sensible pour les grands ouvrages.

3° Dans un pont métallique quelconque, il faut réduire autant qu'on le peut le poids des parties qui ne contribuent pas essentiellement à la stabilité : à égalité de *résistance*, le pont le plus léger est toujours préférable. Il faut notamment, et *surtout en vue de réduire le travail du métal dû aux charges roulantes*, se bien garder de placer sur le pont des charges mortes, absolument inutiles au point de vue de la consolidation de l'ouvrage, comme du ballast.

Nous croyons que l'opinion contraire à la nôtre a pu être adoptée parce que l'on confondait l'idée de charge instantanée ou dynamique avec celle de charge accompagnée de choc; ce qui est tout différent : on sait en effet que dans

le cas d'un choc, la masse du corps qui reçoit le choc a une grande influence sur l'amplitude du mouvement vibratoire qui lui est imprimé. Mais quand il n'y a pas choc, mais seulement charge instantanée, le même fait ne se produit pas, et la masse du pont n'a, comme nous l'avons vu, aucune influence utile.

4° En ce qui concerne le mode de construction à adopter pour les tympans des arcs métalliques, nous pensons qu'on pourrait peut-être utilement appliquer la règle suivante :

1° Pour les arcs de petite ouverture, au-dessous de 25 mètres, sans articulations aux naissances, on emploierait des tympans rigides dont la disposition serait absolument facultative;

2° De 25 à 40 mètres, il serait bon d'articuler les arcs aux naissances. L'on pourrait employer des tympans rigides, mais il serait prudent de ne point donner trop de largeur en élévation aux pièces constitutives de ces tympans, afin de réduire leur moment d'inertie dans ce sens;

3° De 40 à 80 mètres, l'on formerait les tympans de pièces verticales articulées avec les longerons du tablier et avec les arcs, ou tout au moins avec ces derniers;

4° Au delà de 80 mètres, et principalement pour les arcs très surbaissés, dont les conditions de résistance subissent des modifications essentielles quand la température varie notablement, on adopterait le système de M. Darcel en composant chaque arc de deux pièces réunies à la clef par une articulation, et reliées chacune invariablement au tympan correspondant;

5° Enfin, pour les très grandes ouvertures, avec un surbaissement médiocre, on pourrait se dispenser d'employer l'articulation à la clef, à condition de donner à l'arc une grande raideur à la clef, et d'adopter le système de M. Eiffel, qui consiste à rendre le tablier absolument indépendant des arcs, sauf à la clef, où il y aurait une liaison invariable.

Nantes, le 10 mars 1882.

M. Poirée, ingénieur des Ponts et Chaussées, a fait une série d'expériences sur les flexions statiques et dynamiques de poutres en fonte de 6 mètres de portée (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1854, 1er semestre, p. 374). Un très grand nombre d'observations lui ont donné pour flèche moyenne statique 0,0016, et pour flèche moyenne dynamique $0^m,002$. La vitesse de la charge variait de 40 à 60 kilomètres à l'heure, soit de 11 à 17 mètres par seconde.

Appliquons à ce cas la formule :

$$f=\frac{M'g}{c}\left(\frac{1}{1-\frac{c'}{c}}\right)\left(1+\frac{\pi V}{2a}\sqrt{\frac{M+M'}{c-c'}}\right),$$

on a

$$\frac{M'g}{c}=0,0016 \qquad M'g=25\,500^k \qquad Mg=5000^k \qquad 2a=6$$

$$\frac{c'}{c}=\frac{0,0032}{9g}V^2.$$

Pour $V=11$ on trouve $f=0,0016\,(1,008)\,(1,2476)=0,002$

Pour $V=17$ $f=0,0016\,(1,018)\,(1,3916)=0,00225.$

La concordance entre l'observation et le calcul est très satisfaisante. Si l'on compare les résultats de ces expériences avec ceux déjà cités des expériences de la commission anglaise, on voit qu'en attribuant à la surcharge la même vitesse (11 mètres par seconde), dans les deux séries d'expériences, leur comparaison donne lieu aux observations suivantes :

Si l'on désigne par 100 la flèche statique, la flèche dynamique sera représentée par 125 d'après les expériences de M. Poirée et par 226 d'après celles de la commission anglaise. L'augmentation de flèche est donc de $\frac{25}{100}$ dans le premier cas et de $\frac{126}{100}$ dans le deuxième. Le rapport de la charge permanente à la surcharge statique ou dynamique

est peu différent dans ces deux cas : $\frac{1}{5,1}$ dans les expériences de M. Poirée et $\frac{1}{6,2}$ dans celles de la commission. C'est donc à tort, il nous semble, que l'on a pu supposer que ce rapport exerçait une influence considérable et même prépondérante sur la différence à prévoir entre la flexion dynamique et la flexion statique, puisque dans ces deux cas presque identiques au point de vue du rapport de la charge à la surcharge l'accroissement de flèche passe du simple au quintuple, la vitesse du poids roulant étant d'ailleurs la même.

N° 55

RAPPORT

DE LA COMMISSION CHARGÉE D'EXAMINER LE FREIN A AIR COMPRIMÉ DE M. WENGER (*).

Le frein de M. Wenger, mis en expérience au chemin de fer d'Orléans, est fondé, comme le frein Westinghouse, sur l'emploi de l'air comprimé.

Cet air agit avec des pressions variables sur les deux faces, d'inégale étendue, d'un piston qui commande les sabots des freins (**). Si les pressions sont égales de part et d'autre, le piston obéit à l'action exercée sur la plus grande face; si l'on détermine une dépression sur celle-ci, le piston se meut en sens contraire; les choses sont disposées de façon que les freins se desserrent dans le premier cas, se serrent dans le second. Il y a, pour chaque voiture, deux pistons placés dans un même cylindre; c'est en faisant écouler l'air de l'espace intermédiaire qu'on produit le serrage. Les parois du cylindre se prolongent au delà de l'espace dans lequel jouent les deux pistons, formant ainsi à ses deux extrémités des capacités constamment pleines

(*) Cette commission était composée de MM. Rousselle, Inspecteur général des Ponts et Chaussées, *président;* Tournaire, Inspecteur général des Mines; de Fontanges, Inspecteur général des Ponts et Chaussées; Mayer, Ingénieur en chef du mat riel et de la traction à la Compagnie des chemins de fer de l'Ouest; Vicaire, Ingénieur en chef des Mines, *rapporteur.*

(**) Voir les dessins, Pl. 20 et la note complémentaire ci-après.

d'air comprimé. De la sorte, chaque voiture porte un approvisionnement d'air comprimé qui est mis en rapport avec les faces extérieures des pistons. Les tiges de ces pistons sont pourvues de garnitures étanches.

Les mouvements de l'air dans l'appareil de chaque voiture ne sont pas réglés par un distributeur unique comme la triple valve de M. Westinghouse, mais au moyen de plusieurs soupapes distinctes (*). L'appareil de commande placé sur la machine se compose également de deux organes distincts : un robinet qui permet d'ouvrir en grand la conduite d'air et de produire le plus rapidement possible l'écoulement de l'air et par conséquent le serrage, et un régulateur qui permet de modérer à volonté le serrage. Ce dernier organe, analogue dans son rôle au robinet de M. Westinghouse, bien que d'une disposition différente, pourrait à la rigueur être conservé seul; en le poussant à fond de course, on obtient le serrage complet, mais la manœuvre est un peu plus longue que celle du robinet direct et le résultat obtenu au moyen de cet appareil seul serait par conséquent moins satisfaisant au point de vue de la sécurité.

Dans sa disposition primitive, qui existait sur le train de la compagnie d'Orléans lors des premières expériences auxquelles la commission a assisté, le 17 novembre 1881, le frein comportait deux conduites distinctes, communiquant toutes deux avec le réservoir d'air comprimé placé sur la machine et avec la pompe de compression, et mises en rapport, l'une, avec les deux extrémités de chaque cylindre, l'autre, avec l'espace moyen, intermédiaire entre les deux pistons. L'une et l'autre servaient à amener l'air dans le cylindre; la seconde servait seule pour le serrage, qui s'obtenait en interceptant sa communication avec le réservoir d'air comprimé pour la mettre en communication

(*) Ces soupapes n'existent plus dans la disposition récente décrite en note ci-après.

avec l'atmosphère. En maintenant d'une manière permanente cette communication avec l'atmosphère, on pouvait, par l'autre conduite, employer le frein comme frein à air comprimé direct, non automatique.

M. Wenger a pensé que cette faculté n'offrait pas un avantage suffisant pour compenser les inconvénients d'une double conduite, et qu'une seule conduite pouvait suffire pour le fonctionnement automatique normal du frein, les avantages de modérabilité qu'il attribue à celui-ci subsistant en entier. Il a donc supprimé la conduite dite « de serrage » pour ne conserver que la conduite dite « de desserrage, » celle qui communique avec l'espace intermédiaire entre les deux pistons. Par suite de cette suppression, les deux réservoirs qui forment les extrémités du cylindre ne sont plus en communication directe avec le réservoir d'air comprimé; ils ne sont plus alimentés que par l'air que laissent passer les garnitures des deux pistons; ces garnitures sont formées de cuirs emboutis qui laissent passer l'air dans le sens convenable et non en sens contraire, et, grâce à l'étanchéité des garnitures, cette alimentation suffit.

Sans entrer dans le détail du mécanisme, disons en quelques mots comment l'appareil fonctionne avec la conduite unique.

Sur la tubulure qui met celle-ci en communication avec le cylindre d'une voiture sont placées deux soupapes : l'une, dite « soupape d'admission, » s'ouvre du côté du cylindre, et empêche l'air, une fois entré dans celui-ci, de revenir vers la conduite; l'autre, dite « soupape d'échappement, » ferme un orifice qui débouche dans l'atmosphère (*);

(*) M. Wenger a modifié en dernier lieu cette disposition, et voici la construction à laquelle il paraît s'être arrêté, guidé par les résultats que lui a donnés le fonctionnement des pistons moteurs à cuirs emboutis. L'orifice par lequel l'air du cylindre à freins peut s'échapper dans l'atmosphère est fermé par un obturateur circulaire à glissement. Cet obturateur est lié à la tige d'un petit piston garni d'un cuir embouti qui est pressé sur une de ses faces par l'air de la conduite générale, et sur l'autre par l'air du cylindre. Quand l'air comprimé afflue

elle est pressée sur son siège par l'air de la conduite, tandis que l'air du cylindre agit pour la soulever. Elle se soulève effectivement dès qu'une dépression se produit dans la conduite, et donne issue à l'air du cylindre dans l'atmosphère. C'est là l'organe essentiel du frein, grâce auquel chaque cylindre se décharge isolément et non par l'intermédiaire de la conduite générale; c'est ce qui fait que tous les freins peuvent se serrer simultanément si cette soupape a une sensibilité suffisante.

Là se borne, dans l'état actuel, le mécanisme d'entrée et de sortie de l'air. Le cylindre à freins porte latéralement un canal qui communique avec ses deux extrémités et par lequel l'air y était amené au moyen de la conduite de serrage. Actuellement, ce canal est simplement condamné; dans les constructions nouvelles, il serait muni d'un robinet de vidange permettant de desserrer les freins serrés intempestivement.

Le régulateur du frein Wenger se compose essentiellement d'une boîte à tiroir mise en communication par une tubulure latérale avec le réservoir d'air comprimé et, par deux lumières ménagées dans la table du tiroir, avec l'atmosphère, d'une part, avec la conduite générale du train, d'autre part. Quand le tiroir est au sommet de sa course (que nous supposons verticale, comme c'est le cas dans la machine d'Orléans), il démasque la lumière de la conduite, qui se trouve ainsi mise en communication avec le réservoir d'air comprimé : le frein est desserré. Au bas de sa course, il établit, par l'intérieur de la coquille, une communication entre l'atmosphère et la conduite du train, qui se vide : le frein se serre. S'il n'est pas tout à fait au bas de sa course, la barrette obture partiellement

---

dans la conduite du train : il écarte le cuir embouti et passe par là dans la boîte de l'obturateur et dans le cylindre à freins; les freins sont desserrés; quand il y a dépression dans la conduite, l'air du cylindre, retenu par le cuir embouti, déplace le piston, qui entraîne l'obturateur et démasque l'orifice d'échappement : les freins se serrent.

la lumière de la conduite, dont l'air ne peut s'échapper que plus lentement dans l'atmosphère.

Cependant, malgré cette obturation partielle, la conduite finirait toujours par se vider et le frein par se serrer à fond, si le tiroir était tenu en place par une transmission rigide. Il n'en est pas ainsi. La tige du tiroir est attachée à un piston qui ferme par le haut la boîte du tiroir, et ce piston est relié lui-même à la tige de commande par un ressort à boudin. Le cylindre dans lequel est enfermé ce ressort communique par un canal latéral avec la conduite du train, de sorte que le piston reçoit sur sa face inférieure la pression du réservoir, et sur sa face supérieure celle de la conduite; si cette dernière pression vient à diminuer, il tend donc à remonter avec le tiroir, qu'il entraîne, et à restreindre ou à fermer complètement la lumière de la conduite.

Des trois forces qui sollicitent le piston, à savoir la pression du réservoir, celle de la conduite et la bande du ressort, la première est constante, la troisième l'est sensiblement pour chaque position donnée de la manivelle de réglage, si la longueur du ressort est suffisamment grande par rapport aux déplacements du tiroir; il faut donc pour l'équilibre que la seconde le soit aussi. Ainsi le régulateur doit maintenir automatiquement dans la conduite du train une pression constante dont la grandeur est déterminée par la bande que l'on a donnée au ressort.

Sans nous appesantir sur la construction de la pompe de compression et du raccord d'accouplement, examinons les résultats obtenus dans les essais auxquels la commission a assisté.

Ces expériences ont eu lieu le 17 novembre 1881. Le frein, ainsi qu'il a été dit plus haut, était encore muni de ses deux conduites. Le train se composait, outre la machine et le tender, de dix voitures et de deux fourgons; on y avait attelé en queue une voiture de la compagnie de

l'Ouest munie du frein Westinghouse, afin de constater la possibilité d'actionner ce frein en même temps que celui de M. Wenger. La machine et les deux fourgons n'étaient pas munis de freins à air comprimé. La communication avec la voiture Westinghouse ne fut établie que pendant une partie du voyage de retour.

Poids total du train.	175 tonnes.
Poids enrayé : de Paris à Brétigny et de Juvisy à Paris (sans la voiture de l'Ouest).	113^t,7
Soit 65 p. 100.	
De Brétigny à Juvisy (avec la voiture de l'Ouest).	121^t,2
Soit 69 p. 100.	

Le tableau joint à ce rapport donne les résultats obtenus. Les arrêts dits : « par le modérable » sont ceux dans lesquels on a fait usage du régulateur pour obtenir un serrage partiel. Les arrêts « par le direct » sont ceux dans lesquels on a cherché à arrêter le plus promptement possible.

Ces derniers sont les plus importants au point de vue de la sécurité, qui doit préoccuper spécialement la commission.

Nous voyons que dans le voyage d'aller, de Paris à Brétigny, pour des vitesses variant de 40 à 75 kilomètres à l'heure, le temps nécessaire pour l'arrêt total a varié de 21 à 26 secondes, et le parcours d'arrêt de 140 à 280 mètres. La pression de l'air comprimé dans le réservoir d'air était uniformément de 6 kilogrammes et demi.

Au retour, la pression dans le réservoir ne put dépasser 5 kilogrammes aux premières stations; après la suppression de la communication avec la voiture Westinghouse, elle remonta à 6 kilogrammes et demi, et l'arrêt à Ablon, à la vitesse de 80 kilomètres, se fit en 26 secondes. Il y

avait sans doute quelque fuite à cette voiture ou quelque défaut dans l'accouplement.

Ces expériences n'ont pas été faites avec assez de précision pour qu'il y ait lieu de chercher à en tirer la valeur exacte de l'action retardatrice exercée par les freins et de comparer celle-ci avec celle que donnent d'autres systèmes. Elles suffisent pour montrer, surtout en ayant égard à ce qu'une partie importante du poids du train n'était pas enrayée, que les résultats sont analogues à ceux que donnent les freins Westinghouse et Smith.

Postérieurement à ces essais, M. Wenger, ainsi qu'il a été dit plus haut, a supprimé la conduite de serrage pour ne laisser subsister que l'autre. Votre rapporteur a fait un voyage, le 5 janvier dernier, dans le train ainsi agencé.

L'insuffisance des moyens dont il disposait ne lui permettait pas de mesurer simultanément la vitesse initiale, la durée et la longueur du parcours d'arrêt. Il s'est borné à évaluer la vitesse initiale et à constater la durée de l'arrêt.

Pour des vitesses initiales variant de 45 à 60 kilomètres, il a constaté des durées de 15, 17 et 19 secondes, résultats qui sembleraient plus favorables que ceux de la première expérience.

Il a fait faire, étant présent sur la machine, plusieurs arrêts prolongés au moyen du régulateur et s'est ainsi assuré de la possibilité de maintenir un serrage partiel pendant un parcours malheureusement très restreint de 500 à 600 mètres. Les circonstances ne permettaient pas de pousser plus loin cette constatation.

Ces observations du 17 novembre et du 5 janvier, tout imparfaites qu'elles soient, établissent pour le train expérimenté l'efficacité du frein Wenger au point de vue de la promptitude de l'arrêt, et permettent de penser que cette efficacité serait également satisfaisante pour des trains plus longs. C'est un point, d'ailleurs, que la théorie aussi bien

que l'analogie avec les freins antérieurement connus ren-daient très probable.

Nous savons en outre que le train muni du frein Weng fait chaque jour le voyage de Paris à Étampes et *vice versa* et que les arrêts aux stations s'effectuent d'une maniè satisfaisante, le plus souvent au moyen du régulateur.

Au point de vue du service, le frein de M. Wenger satis fait aux conditions suivantes :

Il peut être appliqué à tous les véhicules du train et êt mis en action simultanément sur toute la longueur du trai par une manœuvre unique que le mécanicien effectue sa l'intervention d'aucun autre agent. Ce n'est pas un simp frein de détresse ; il peut être employé dans le service cou rant, pour les arrêts ordinaires aux stations. Enfin, il e automatique dans le sens qu'on attribue d'ordinaire à cet expression, c'est-à-dire qu'il se serre spontanément lor qu'une solution de continuité se produit dans la condui d'air comprimé.

Nous devons faire remarquer cependant, en ce qui co cerne la possibilité de l'appliquer à toutes les voitures d'u train, que le frein Wenger n'a encore été essayé que sur train de 11 véhicules à frein. Pour un train plus long pouvant aller jusqu'à 24 voitures, il y aurait à se demand si la pompe à air serait suffisante et si le fonctionneme des freins se ferait avec une simultanéité convenable s toute la longueur du train. Ce dernier résultat dépend pri cipalement de la sensibilité et de l'étanchéité des soupape condition assez complexe sur laquelle l'expérience seu pourrait prononcer.

Quant à la question de la pompe, nous pensons qu' n'y a pas lieu de s'y arrêter. La pompe actuelle est u essai ; il n'y aurait au besoin qu'à lui donner des dimen sions plus fortes pour suffire à 24 voitures ; mais no croyons savoir que M. Wenger se propose de l'améliorer.

En ce qui concerne les chances de dérangement, l'exp

ience faite au chemin d'Orléans, depuis environ trois mois, semble encourageante, mais ne saurait être considérée comme décisive (*). Outre le peu de durée de cette expérience, il faut remarquer encore qu'un train unique, qui n'est décomposé que très rarement ou jamais, avec une machine unique conduite toujours par le même mécanicien, est dans des conditions bien plus favorables que le matériel courant d'une grande exploitation. Les remaniements de trains sont la cause principale de la détérioration des caoutchoucs et des défauts dans les accouplements.

Le comité ne manquera pas de remarquer que nous avons laissé complètement de côté, dans ce qui précède, des questions importantes, comme celle de la modérabilité du frein sur les longues et fortes pentes, celle de la consommation plus ou moins grande d'air ou de vapeur, celle de la durée des appareils, aussi bien que celles des prix d'établissement et d'entretien.

Parmi ces questions, les unes ne pourraient être résolues que par une application plus étendue et une expérimentation plus prolongée du système, les autres auraient présenté des difficultés et exigé des recherches qu'il n'a pas paru opportun d'aborder pour des appareils dont la construction n'est pas encore définitive.

Les résultats acquis et constatés dans le présent rapport sont néanmoins suffisants, non sans doute pour établir une conclusion définitive relativement à la valeur du frein Wenger, mais du moins pour montrer qu'il est digne d'une étude plus complète.

(*) D'après un rapport officiel de M. l'Ingénieur des mines Zeiller, le frein Wenger, appliqué à partir du 1er novembre 1881 aux trains 53 et 56 entre Paris et Étampes, avait, au 31 décembre 1881, fonctionné sur un parcours de 4[illegible] kilomètres et servi à 1 644 arrêts sans un seul cas de mauvais fonctionnement. Il est à la connaissance de la commission qu'il ne s'en était pas produit davantage jusqu'à la fin de janvier.

Votre commission a l'honneur de vous proposer d'émettre l'avis que le frein à air comprimé de M. Wenger, soit à une, soit à deux conduites, a fonctionné convenablement sur un train composé de 10 à 12 véhicules et paraît digne des plus sérieux encouragements, et qu'il serait très intéressant d'étendre l'expérimentation de ce système, avec les modifications et améliorations annoncées par l'inventeur, à un certain nombre de trains dont la composition devrait pouvoir atteindre 24 voitures.

Paris, le 14 mars 1882.

Le Rapporteur,
Signé : E. VICAIRE.

Le Président,
Signé : ROUSSELLE.

ESSAI DU FREIN A AIR COMPRIMÉ WENGER

ENTRE PARIS ET BRÉTIGNY

LE 17 NOVEMBRE 1881.

(*Temps humide, rails gras.*)

COMPOSITION ET POIDS DU TRAIN.

Locomotive à 4 roues accouplées de 2 mètres sans frein.	41t,8
Tender (poids moyen) *muni du frein Wenger*.	21
1 fourgon sans frein servi.	6 5
10 voitures munies du frein Wenger.	92 5
1 fourgon sans frein servi.	6 5
1 voiture munie du frein Westinghouse.	7 5
TOTAL.	176 »

POIDS SOUMIS A L'ACTION DES FREINS.

De Paris à Brétigny, 113t,7, soit 65 p. 100 du poids total.
De Brétigny à Juvisy, 121t,2, soit 69 p. 100 —
De Juvisy à Paris, 113t,7, soit 65 p. 100 —

DISTANCES entre les stations.	STATIONS.	MOYENS d'arrêt.	PROFIL.	VITESSE en kilomètres à l'heure.	TEMPS EMPLOYÉ pour arrêter en secondes.	CHEMIN parcouru en mètres.	PRESSION de l'air comprimé dans le réservoir.	OBSERVATIONS.
kilom.							kilog.	
	Paris.	—	—	—	—	—	—	
2 116	Orléans-Ceinture. .	Par le modérable.	Palier.	45	25		6 1/2	
3 293	Vitry.	*Idem.*	Palier.	50	36	310	6 1/2	
4 011	Choisy-le-Roi. . . .	Par le direct. . . .	Palier.	68	26	250	6 1/2	
4 814	Ablon.	*Idem.*	Palier.	75	26	280	6 1/2	
1 839	Athis-Mons.	*Idem.*	Pente 1 1/2 . . .	»	»	»	6 1/2	
2 668	Aiguille de Juvisy.	Ralentissement par le modérable.	Rampe 3.	»	»	»	6 1/2	
0 297	Juvisy.	Par le direct. . . .	Rampe 3.	»	»	»	6 1/2	
2 804	Savigny.	Par le modérable.	Rampe 3.	38	45	600	6 1/2	
1 702	Épinay.	Par le direct. . . .	Rampe 3.	60	21	210	6 1/2	
2 354	Perray-Vaucluse. .	*Idem.*	Rampe 3 1/2. . .	40	23	140	6 1/2	
2 149	Saint-Michel. . . .	Par le modérable.	Rampe 3 1/2. . .	»	30	450	6 1/2	
3 248								

DE BRÉTIGNY A PARIS.

DISTANCES entre les stations.	STATIONS.	MOYENS d'arrêt.	PROFIL.	VITESSE en kilomètres à l'heure.	TEMPS EMPLOYÉ pour arrêter en secondes.	CHEMIN parcouru en mètres.	PRESSION de l'air comprimé dans le réservoir.	OBSERVATIONS.
kilom.							kilog.	
	Brétigny.	—	—	—	—	—	—	
5 597	Vaucluse.	Par le direct et la contre-vapeur. .	Pente 5 1/2. . . .	95	45	550	5	Frein Westinghouse agissant en queue.
4 056	Savigny.	*Idem.*	Pente 5.	80	42	500	5	Frein Westinghouse agissant en queue.
2 804	Juvisy.	*Idem.*	*Idem.*	65	35	495	4	
1 804	Ablon.	*Idem.*	Palier.	80	26	»	6 1/2	Arrêt commandé par le robinet d'une voiture.

Observation. — Dans les trois premières expériences, la pression d'air ne put dépasser 5 kilogrammes. Après la suppression de la communication avec la voiture Westinghouse, la pression remonta à 6 kilogrammes 1/2.

NOTE COMPLÉMENTAIRE.

Le frein de M. Wenger n'a pu être décrit dans le rapport ci-dessus que d'une façon sommaire; en outre, les transformations qu'il a subies pendant le cours des travaux de la commission, et dont le rapport a dû garder la trace, ont pu laisser quelque confusion dans l'esprit du lecteur. Il ne sera donc pas inutile d'en compléter ici la description en le prenant dans la dernière disposition adoptée par l'inventeur,

On a vu dans le texte que c'est par l'inégalité des surfaces que chaque piston offre de part et d'autre à l'action de l'air que M. Wenger obtient le mouvement dans les deux sens sans intervention de ressorts ou de contrepoids. Cette inégalité est produite par la présence d'un second piston B (Pl. 21, *fig.* 16) calé sur la même tige que le piston principal A, qui est pressé en sens contraire de celui-ci, et qui se meut dans un manchon cylindrique venu sur le fond du cylindre principal. Ce petit piston, garni d'un cuir embouti, fait en même temps l'office de presse-étoupes.

L'embase du piston B porte un cuir plat *b* qui vient presser le fond du cylindre quand le piston est à fond de course, et complète l'étanchéité du système; grâce à ce joint supplémentaire, les fuites que pourraient présenter les garnitures des pistons ne déterminent aucune perte d'air à l'extérieur aussi longtemps que les freins sont desserrés.

Le cylindre à frein porte un canal longitudinal venu de fonte qui met en communication les deux extrémités. On le voit en G dans la coupe transversale, et la projection en a été figurée sur la coupe longitudinale par un trait ponctué en GG. Sur ce canal est adapté un robinet de vidange qui permet de desserrer les freins en cas de serrage intempestif en faisant écouler l'air des deux compartiments extrêmes du cylindre.

M. Wenger a adopté le diamètre de $0^{m},200$ pour les cylindres à freins de voitures; il donne $0^{m},340$ à ceux des tenders. Ayant remarqué, sans pouvoir l'expliquer, qu'avec ce diamètre l'étanchéité est beaucoup moins bonne, il a conservé deux conduites entre la machine et le tender, de sorte que les compartiments extrêmes des cylindres, formant réservoir, sont constamment alimentés d'air comprimé.

De l'autre côté du cylindre, en son milieu, est implanté le

tuyau T de communication avec la conduite du train, tuyau sur lequel est interposée la boîte de distribution X (*).

Cette boîte (*fig.* 20) se compose d'une partie cylindrique dans laquelle se meut un piston K à cuir embouti; cette partie cylindrique communique par une extrémité avec la conduite générale au moyen de l'orifice I, et par l'autre avec le cylindre à frein au moyen de l'orifice J; l'air arrivant de la conduite soulève le cuir embouti pour passer dans le cylindre. Si, au contraire, il y a excès de pression dans le cylindre, ce qui arrive quand la conduite générale se vide, le piston, poussé à fond de course en sens inverse, entraîne un petit obturateur à glissement logé entre deux collets que porte la tige; l'orifice d'échappement est démasqué, l'air interposé entre les deux pistons dans le cylindre à freins s'échappe, les deux pistons se rapprochent et les freins se serrent. L'ensemble de ce piston et de l'obturateur constitue la soupape d'échappement ou, suivant la dénomination adoptée par M. Wenger, la soupape d'équilibre.

La section de cet orifice pouvant être aussi grande qu'on le veut, on peut obtenir un écoulement très rapide de l'air compris entre les deux pistons, et faire, par conséquent, que le serrage ait lieu très peu après que cet orifice a été démasqué. Mais il faut de plus, pour le bon et énergique fonctionnement du frein, que ce dégagement de l'orifice se fasse immédiatement après la manœuvre du mécanicien et simultanément sur les diverses voitures. Il est clair d'ailleurs que la dernière de ces deux conditions, la simultanéité, pourrait avoir lieu à la rigueur sans la première, la promptitude, si tous les appareils étaient parfaitement égaux, mais qu'elle résulte forcément de la première. Il y a donc grand intérêt à ce que les soupapes d'équilibre soient très sensibles; c'est ce qui a été indiqué dans le rapport.

Or, il est clair qu'on peut accroître la sensibilité à volonté en augmentant le diamètre de la boîte, puisque l'effort moteur, qui est la pression sur le petit piston, augmente comme le carré du diamètre, tandis que la résistance à vaincre se compose d'une partie constante, le frottement de l'obturateur, et d'une partie proportionnelle au diamètre, le frottement du cuir embouti.

(*) La boîte de distribution qui se trouve figurée sur la coupe transversale (*fig.* 16), n'est pas le modèle, définitif d'écrit ci-après et représenté par la figure 20. Ce dernier se présente mal dans cette coupe; c'est pourquoi on a laissé subsister l'ancien modèle, qui n'en diffère qu'en ce que l'orifice d'échappement est démasqué par le mouvement vertical d'une soupape au lieu du glissement horizontal de l'obturateur.

Des expériences faites récemment à l'atelier par M. Wenger semblent indiquer que la sensibilité est bonne avec les dimensions adoptées par lui.

Voici en quoi ont consisté ces expériences, d'après une note qu'il veut bien me communiquer.

Deux réservoirs A et B, d'environ 200 litres de capacité chacun, munis l'un et l'autre de manomètres permettant d'aller jusqu'à 5 kilogrammes de pression et gradués en dixièmes d'atmosphère, étaient reliés par un tube sur lequel était interposée une soupape d'équilibre. Le réservoir A, placé en dessous de la soupape, comme la conduite générale dans un véhicule à frein, pouvait être mis en communication, soit avec une pompe de compression, soit avec l'atmosphère. On y refoulait de l'air qui, de là, passait dans le réservoir B par la soupape d'équilibre, jusqu'à ce que les deux manomètres marquassent l'un et l'autre 5 kilogrammes.

On faisait ensuite écouler très lentement l'air du réservoir A. Quand son manomètre marquait environ $2^k,80$, la soupape fonctionnait, laissant échapper rapidement l'air du réservoir B, jusqu'à la pression de $2^k,7$ environ ; alors elle se refermait brusquement.

Ainsi, avec une soupape neuve, il faudrait entre les deux faces du piston une différence de pression de $0^k,2$ pour l'ouvrir, et une différence de $0^k,1$ en sens inverse pour la fermer. On comprend sans peine que ce dernier mouvement s'opère avec un moindre effort, puisque le frottement du cuir embouti, qui n'est plus pressé contre les parois, mais au contraire soulevé, disparaît ou se réduit beaucoup.

La soupape sera-t-elle plus ou moins sensible en service, après un certain temps ? C'est ce que l'expérience montrera. Admettons cependant les résultats ci-dessus comme indication au moins approchée.

Avec une pression d'air supérieure à 5 kilogrammes, il faudra de plus grandes différences, puisque toutes les résistances seront augmentées. Soit p la pression de l'air dans la conduite du train (excès sur la pression atmosphérique) p' la pression dans le cylindre à frein, entre les deux pistons ; soient S la section du piston, s la surface frottante du cuir embouti et ω la surface d'appui de l'obturateur, f et f_1, les coefficients de frottement. Au moment où la soupape va s'ouvrir, on doit avoir la relation

$$(p' - p)\,S = f(p' - p')s + f_1\, p'\,\omega$$

d'où

$$p' - p = \frac{f_1\, p'\,\omega}{S - fs}$$

Ainsi, la différence de pression $p' - p$ doit être proportionnelle à la pression totale p'. D'après l'expérience ci-dessus, le rapport serait $\frac{0,2}{3} = \frac{1}{15}$.

Pour l'ouverture de la soupape, en admettant que le frottement du cuir embouti soit alors nul, la relation devient :

$$p - p' = \frac{f_1 p' \omega}{S}$$

Cela posé, si l'on emploie, dans un train, de l'air à 6 kilogrammes, il faudra pour ouvrir la soupape une différence de pression de $0^k,4$; chaque frein commencera à se serrer lorsque la pression, dans le branchement correspondant de la conduite, sera descendue à $5^k,6$ ou aura baissé de $\frac{1}{15}$ de sa valeur.

A cette pression de 6 kilogrammes, la vitesse d'écoulement de l'air dans l'atmosphère, calculée par la formule de Torricelli, est d'environ 400 mètres, et bien que cette formule donne des résultats trop élevés, nous pouvons nous servir de ce nombre dans une approximation sommaire. Si nous considérons une conduite de 100 mètres de longueur se vidant par un orifice de section égale à la sienne, et si nous l'assimilons à un vase dans lequel règne une pression uniforme, le temps nécessaire pour faire écouler $\frac{1}{15}$ de l'air contenu sera $\frac{100}{400} \times \frac{1}{15} = \frac{1}{60}$ de seconde, temps inappréciable dans la pratique.

En réalité, la dépression ne se produisant que progressivement d'un bout à l'autre de la conduite, le fonctionnement des soupapes n'aura lieu que successivement. Mais il semble résulter de ce qui précède que la sensibilité de la soupape est de nature à donner une simultanéité aussi grande que possible.

Il est à souhaiter que des expériences directes, sur un train monté, puissent être faites, de manière à résoudre péremptoirement la question.

L'énergie du serrage dépend de la pression qui règne entre les deux pistons du cylindre à frein. Pour pouvoir la modérer, il faut pouvoir maintenir cette pression à un degré quelconque intermédiaire entre la pression atmosphérique qui correspond au maximum de serrage et la pression qui produit le desserrage.

Or il est évident, par la disposition de la boîte de distribution, qu'il suffit pour cela de maintenir cette même pression dans la

CHRONIQUE.

(N° 56)

ÉTUDE

SUR

LE RÉGIME DE LA LOIRE MARITIME

Note de M. BOUQUET DE LA GRYE, Ingénieur hydrographe.

La mission dont la direction m'a été confiée en 1881 avait pour but, non seulement de refaire à nouveau le levé hydrographique de la Loire maritime, en donnant des éléments précis à la navigation du fleuve, mais aussi de rechercher s'il était possible de déduire, de l'ensemble des documents antérieurs, un pronostic sur son avenir, et de trouver un remède à l'état actuel, considéré comme mauvais.

Ce travail a pu être exécuté dans un délai de trois mois, grâce à l'active collaboration de MM. Bouillet, Miou, Laporte, Rollet de l'Isle et Houfelin, ingénieurs ou élèves. Il a donné lieu à la rédaction de huit cartes et à un Mémoire dont je crois devoir présenter quelques extraits.

Ce Mémoire traite d'abord de la triangulation de la portion de la côte de France comprise entre la plaine Guérandes et le Pellerin, triangulation refaite à nouveau l'an dernier, parce que les anciens points ou signaux du temps de M. Baupré ont disparu. Douze triangles, dont les côtés varient entre 10 000 mètres et 25 000 mètres, ont été d'abord formés ; leur fermeture s'est faite dans des conditions aussi bonnes que celles de la grande triangulation de 1821.

Le Mémoire traite ensuite du développement de la marée dans

le fleuve, du repérage des échelles et des précautions qui ont été prises pour avoir en chaque point la hauteur de la mer à $0^m,01$ ou $0^m,02$ près, malgré l'oscillation des lames.

Un troisième chapitre contient l'exposé des règles de la navigation du fleuve : il donne les routes à suivre, pour trouver partout le maximum de brassiage, et montre accessoirement que deux passes nouvelles, inconnues des pilotes, se sont formées près de la barre extérieure ; elles offrent toutes les deux des conditions meilleures que l'ancien alignement donné pour faire arriver les navires à Saint-Nazaire.

Dans le quatrième chapitre, je compare, en employant la méthode des cubages, l'état actuel du fleuve aux états antérieurs ; je le divise, pour cela, en plusieurs sections, d'après leurs propriétés nautiques.

Les conclusions de cet examen nous paraissent importantes.

Entre Nantes et Saint-Nazaire, il se dépose, chaque année, 590 000 mètres cubes de sable et de vase, provenant de la dénudation des pentes des montagnes de l'Auvergne et du Forez. Le volume des chenaux, qui est également la caractéristique des propriétés nautiques d'un estuaire, a diminué, chaque année, depuis soixante ans, de 56 000 mètres cubes.

La Loire maritime a perdu depuis 1821 un débit moyen, par seconde, de 1 774 mètres cubes par le travers de Saint-Nazaire.

La barre extérieure du fleuve s'est élevée de $0^m,70$ depuis 1864 ; elle constitue actuellement une gêne pour l'entrée des navires ; il est probable que, dans quelques années, sa hauteur augmentera encore : dans ce cas, il y aura danger, pour les grands navires, à venir à Saint-Nazaire.

Cette surélévation a lieu malgré les érosions produites, au large de Saint-Nazaire, par la force vive des lames. Dans la section en aval, en effet, nous constatons, en 1881 comme en 1864, une espèce d'équilibre entre les matériaux apportés d'amont et les matériaux qui sont envoyés au large, après avoir été réduits en poussière impalpable.

Le dernier chapitre du Mémoire traite des moyens à employer pour faire revenir le fleuve à sa constitution antérieure. Je préconise une amélioration de son hygiène, obtenue lentement, mais sûrement, au moyen de reboisements, gazonnements des pentes, en donnant au lit de l'Allier un tracé scientifique. D'un autre côté, j'indique un procédé économique pour faire écouler rapidement à la mer les 40 millions de mètres cubes qui se sont déposés depuis soixante ans.

Enfin j'appelle l'attention de l'Administration sur l'utilité qu'il y aurait à réunir dans un seul service tout ce qui a trait à l'amélioration du fleuve, puisque le mal, partant des sources, se fait sentir principalement à l'embouchure, et qu'actuellement les ingénieurs chargés des travaux maritimes ont bien peu d'action sur leurs collègues résidant dans le centre de la France. » (*Extrait des Comptes rendus de l'Académie des Sciences.*)

N° 57

TABLEAUX GRAPHIQUES

DE MARCHÉS DE FOURNITURES

APPLICATION AUX MARCHÉS PASSÉS PAR LES GRANDES COMPAGNIES DE CHEMINS DE FER, L'ADMINISTRATION DES CHEMINS DE FER EXPLOITÉS PAR L'ÉTAT ET LE MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS, POUR LES FOURNITURES DE RAILS ET PETIT MATÉRIEL DE LA VOIE COURANTE.

NOTE

Par M. DEBRAY, Ingénieur des Ponts et Chaussées

Il est de la plus grande importance pour les Ingénieurs qui ont à commander des fournitures, comme pour les sociétés qui sont appelées à les soumissionner, de connaître aussi exactement que possible, dans toutes leurs conditions, les marchés passés antérieurement et qui doivent servir de base aux traités futurs.

Mais jusqu'à ces dernières années, il était très difficile aux intéressés de se procurer les renseignements nécessaires, un grand nombre d'administrations et beaucoup de fournisseurs estimant, même à ce moment, qu'il pourrait être très préjudiciable à leurs intérêts, de faire connaître les conditions des marchés passés.

On ne peut cependant plus maintenant, avec la grande publicité donnée aux adjudications de l'État et des compagnies, avec la facilité des relations commerciales, garder, comme autrefois, des marchés absolument secrets; les intéressés ont donc toujours par à peu près les renseignements qui leur sont utiles.

Dans ces conditions, il paraît préférable à beaucoup de bons esprits d'abandonner des errements vicieux et inutiles et de faire le grand jour sur les traités passés, afin que chacun puisse débattre clairement et loyalement ses intérêts.

C'est pour cela qu'en raison d'ailleurs des besoins du service nouveau auquel nous sommes attaché, nous avons cherché un mode de représentation graphique des marchés qui puisse, à première vue, permettre de juger dans quelles conditions ont été traitées les affaires antérieures analogues, et comment devront être établies les propositions d'offre ou de demande pour les marchés futurs.

Les renseignements qui déterminent les marchés et qu'il convient de rassembler sont :

1° La nature du matériel commandé;

2° La date de la commande;

3° Le prix *sur wagons à l'usine*, défalcation faite, sur le prix du marché, des frais de transport aux lieux de livraison;

4° La quantité totale à commander et *la répartition par période de livraison;*

5° La désignation de l'administration qui a fait la commande;

6° Le nom des fournisseurs qui l'ont obtenue.

Il est assez simple de traduire tous ces renseignements par un tableau graphique, et voici le système que nous venons d'adopter au service central du matériel fixe :

Pour chaque nature de matériel (rails, etc., sans distinction d'ailleurs de type), nous portons sur un papier quadrillé, en abscisses les temps depuis l'origine des marchés à considérer jusqu'à la date la plus éloignée des livraisons à faire, et en ordonnées les prix unitaires à l'usine, du minimum au maximum probables pendant la période de temps considérée.

Pour inscrire un marché de rails type Ouest, passé le 25 décembre 1881, avec la compagnie des fonderies et forges de Terre-Noire, la Voulte et Bessèges, pour un prix à l'usine de 211f,95, nous marquons alors sur le papier quadrillé le point correspondant sur l'ordonnée du 24 décembre au prix unitaire de 211f,95. Pour représenter la quantité totale de rails commandée et la division de cette quantité par périodes de livraison, à partir du point précédemment marqué, nous traçons suivant une direction plus ou moins inclinée fixée une fois pour toutes (*) une ligne sur laquelle les diverses épo-

(*) L'inclinaison maximum de cette ligne est fixée par l'éventualité d'avoir à inscrire dans le tableau, les indications d'une adjudication, au prix maximum, s'étendant jusqu'à la période considérée.

DE BRÉTIGNY A PARIS.

DISTANCES entre les stations.	STATIONS.	MOYENS d'arrêt.	PROFIL.	VITESSE en kilomètres à l'heure.	TEMPS EMPLOYÉ pour arrêter en secondes.	CHEMIN parcouru en mètres.	PRESSION de l'air comprimé dans le réservoir.	OBSERVATIONS.
kilom.							kilog.	
	Brétigny.	—	—	—	—	—	—	
5 597	Vaucluse.	Par le direct et la contre-vapeur. .	Pente 5 1/2. . . .	95	45	550	5	
4 056	Savigny..	*Idem.*	Pente 5.	80	42	500	5	Frein Westinghouse agissant en queue.
2 804	Juvisy.	*Idem.*	*Idem.*	65	55	495	4	
4 804	Ablon.	*Idem.*	Palier.	80	26	»	6 1/2	Arrêt commandé par le robinet d'une voiture.

Observation. — Dans les trois premières expériences, la pression d'air ne put dépasser 5 kilogrammes. Après la suppression de la communication avec la voiture Westinghouse, la pression remonta à 6 kilogrammes 1/2.

A un autre point de vue, pour le petit matériel de la rante notamment, on pourra apprécier, par un ensembl indiscutables, les prix des types divers, comparés les uns tres, et si cette considération n'est pas la seule qui doit en compte pour fixer les types à commander, elle doit moins une importance assez grande.

Nous espérons donc que MM. les Ingénieurs du matéri grandes compagnies et de l'administration des chemins l'État voudront bien nous prêter, pour l'établissemen tableaux graphiques, l'excellent concours qu'il nous ont reusement donné jusqu'ici et dont nous ne saurions tr mercier, au nom du service auquel nous sommes attac nôtre.

Nous avons indiqué sur le tableau joint à cette note to chés de rails passés par le Ministère des Travaux Publics constitution du service central du matériel fixe, comptons pouvoir donner au commencement de l'année les tableaux complets des commandes de rails et de pet de la voie courante faites dans les années 1881 et 188 grandes compagnies, l'administration des chemins de fe et le Ministère des Travaux Publics.

Page 395.



N° 58

NOTICE

SUR

LA TRAVERSÉE DU VAL SAINT-LÉGER

PAR LE

CHEMIN DE FER DE GRANDE CEINTURE DE PARIS

Par M. GEOFFROY, Ingénieur des Ponts et Chaussées

VIADUC MÉTALLIQUE

DE 311 MÈTRES DE LONGUEUR AVEC PILES EN MAÇONNERIE FONDÉES A L'AIR COMPRIMÉ A 32 MÈTRES DE PROFONDEUR MAXIMA.

CHAPITRE PREMIER.

CHOIX D'UNE SOLUTION POUR LA TRAVERSÉE DU VAL.

Exposé. — De 1877 à 1880, j'ai eu à faire construire, sous les ordres et la direction de M. Arnaud, ingénieur en chef, directeur de la compagnie du chemin de fer de Grande-Ceinture de Paris, un viaduc métallique à la traversée du val Saint-Léger, près Saint-Germain en Laye, pour le passage du chemin de fer.

La présente note a pour but de faire connaître les différentes études auxquelles la traversée de ce val a donné lieu, en raison des conditions difficiles dans lesquelles elle devait s'effectuer, les considérations qui ont fait adopter la solution à laquelle on s'est arrêté, enfin les difficultés rencontrées et les accidents survenus en cours d'exécution.

Le viaduc du val Saint-Léger est construit sur la section du chemin de fer de Grande-Ceinture, comprise entre Versailles et Poissy (*). Cette partie, dont le tracé est très accidenté, présente presque partout une pente de $0^m,010$ à $0^m,011$ par mètre; le viaduc lui-même a une inclinaison de $0^m,010$.

La traversée du val Saint-Léger, en raison des difficultés que paraissaient devoir présenter les fondations de l'ouvrage à établir dans cette partie du tracé, a été un des points sur lesquels l'attention des ingénieurs fut arrêtée le plus longtemps. On avait d'abord songé à effectuer cette traversée sans viaduc, au moyen d'un déplacement et d'un allongement du tracé; mais les deux seules variantes possibles comportaient l'une et l'autre un remblai de 15 mètres de hauteur, qu'il eût été très difficile de maintenir, eu égard à la nature des marnes qui l'auraient formé et de l'affaissement probable du fond de la vallée, constituée par un sable glaiseux, aquifère. Ces craintes n'avaient rien d'exagéré. Le val Saint-Léger se trouve en effet, au point de vue géologique, dans des conditions plus mauvaises encore que le val Fleury, où la compagnie de l'Ouest a éprouvé de si graves accidents lors de la construction du viaduc et des remblais de cette partie de la ligne de Versailles (rive gauche).

On ne s'est donc pas arrêté à cette solution, qui avait en outre l'inconvénient d'allonger le parcours et d'augmenter la dépense de près de 500 000 francs. La seule vraiment réalisable était celle qui consistait à franchir le val directement, au moyen d'un viaduc, en prenant pour point de passage l'endroit le plus étranglé de la vallée. On a été ainsi conduit à projeter un ouvrage qui avait 27 mètres de hauteur maxima. Il restait à déterminer dans quelles conditions cet ouvrage pourrait être établi.

(*) Le chemin de fer de Grande-Ceinture est partout établi pour deux voies.

Constitution géologique du sol. — Les indications de la carte géologique et la présence des carrières de pierres ouvertes sur les flancs de la vallée avaient d'abord permis de croire à la possibilité de fonder dans des conditions relativement faciles les pieds-droits d'un tel ouvrage. Les sondages, dont plusieurs furent poussés à des profondeurs de près de 20 mètres, ne tardèrent pas à montrer qu'il fallait renoncer à cet espoir. Les couches de calcaires grossiers, signalées par la carte géologique sur les flancs de la vallée, disparaissaient complètement dans la partie centrale; on n'y rencontrait plus qu'une couche épaisse de diluvium, recouvrant l'étage d'argile plastique, dont la puissance était de 21 mètres (Pl. 28, *fig.* 1). Les couches supérieures de cet étage étaient exclusivement composées, sur $12^m,40$ d'épaisseur moyenne, d'un sable noir glaiseux, très fin, aquifère, extrêmement fluent, renfermant des veines de lignite, des rognons pyriteux et des feuillets de marne noire. Les couches inférieures du même étage étaient au contraire formées, sur $10^m,80$ d'épaisseur moyenne, d'argile plastique franche parfaitement étanche, mais toujours molle, tantôt verte ou bleu clair, tantôt rouge ou violacée, et reposant sur la *craie*. Celle-ci présentait d'abord une couche de conglomérats formés de nodules calcaires cristallins et siliceux extrêmement durs, empâtés dans une gangue de craie marneuse et coupés par des veines d'argile verte ou brune. Puis, peu à peu, la quantité de l'argile diminuait et les nodules calcaires, dont le volume augmentait d'ailleurs, n'étaient plus empâtés que dans la craie compacte. Ainsi qu'on le verra, ces bancs de conglomérats présentaient une très grande résistance à l'écrasement et constituaient à ce point de vue un sol de fondation supérieur à la craie sous-jacente. On constatera également plus tard que l'argile plastique franche n'aurait jamais pu recevoir les fondations d'une pile de viaduc, elle n'était ni assez compacte ni assez résistante pour cela.

Sur la partie supérieure des coteaux formant les flancs de la vallée, on retrouvait les étages de calcaires grossiers. Ceux-ci étaient sensiblement horizontaux près des crêtes, puis ils s'inclinaient brusquement vers la vallée en suivant la pente naturelle transversale des coteaux, et présentaient une épaisseur sans cesse décroissante et des dislocations de plus en plus accusées. Ceci explique le mode de formation du val. Les couches calcaires, primitivement horizontales, ont dû s'effondrer par suite de la corrosion des couches sous-jacentes et moins résistantes qui les portaient; elles ont ainsi recouvert les flancs du val de leur masse plus ou moins disloquée, en prenant la déclivité de ces versants. Dans le fond de la vallée, ces calcaires ne se sont plus trouvés de la sorte qu'à l'état de débris plus ou moins gros, empâtés dans le diluvium.

Choix d'un viaduc métallique à poutre droite. — Il résulte de ce qui précède, qu'il était d'une très grande importance, dans le choix de l'ouvrage à adopter pour la traversée du val Saint-Léger, de réduire le plus possible le nombre des points d'appui sur lesquels cet ouvrage devait reposer. Le système d'un viaduc métallique à poutre droite était donc tout indiqué, de préférence aux viaducs exclusivement en maçonnerie, et, dans l'étude de détail de cet ouvrage, on devait s'abstenir de prendre des points d'appui sur les parties inclinées des masses calcaires. Il était à craindre, en effet, que les bancs successifs qui composaient ces masses, et qui étaient séparés par des feuillets de marne plus ou moins remplis d'eau, ne vinssent à glisser les uns sur les autres. Ce fait s'était produit au val Fleury, et s'est renouvelé pendant la fondation de la pile n° 3 du viaduc du val Saint-Léger, ainsi qu'on le verra ci-après.

Il fallait donc faire reposer la poutre droite, d'une part, sur des piles descendues jusqu'à la craie, d'autre part, sur des culées suffisamment éloignées du centre de la vallée

pour pouvoir être établies sur des couches calcaires *horizontales*, n'ayant pas été ébranlées lors de la formation de la vallée. Du moment, en effet, que l'on était forcé d'aborder des fondations à des profondeurs de plus de 30 mètres, il importait de n'avoir à fonder dans ces conditions que des piles et pas de culées. Celles-ci devaient avoir de larges dimensions pour résister à la poussée due à la traction du tablier métallique, qui était en pente de $0^m,010$. Elles auraient donc coûté fort cher si on avait dû descendre leur fondation jusqu'à la craie (*).

On a été conduit ainsi à donner au viaduc une longueur totale de 311 mètres, dont 258 mètres pour la partie métallique. Afin de réduire autant que possible le nombre des piles à fonder à grande profondeur, sans toutefois donner aux travées du viaduc des dimensions exagérées, on a décomposé la longueur totale du tablier en quatre travées, ce qui a limité le nombre des piles à trois. Il a été facile de s'assurer que cette solution, entre d'autres du même genre consistant à avoir une pile de plus et des travées moins grandes, était celle qui réalisait la plus grande économie de temps et d'argent.

L'étude du tablier métallique a d'ailleurs conduit à donner à la partie supérieure des piles, au-dessus du couronnement, $2^m,18$ de largeur sur $7^m,58$ de longueur, et à

(*) On peut se demander pourquoi on n'a pas songé à un arc métallique d'une ouverture assez grande pour que ses deux extrémités pussent s'appuyer sur les parties où les masses calcaires présentaient une épaisseur suffisante.

Cette solution a été étudiée. D'après le projet qui a été dressé, cet arc devait avoir une corde de 140 mètres et être surbaissé au $\frac{1}{9}$; il pesait 11 tonnes par mètre courant. Il n'eût pas donné lieu à une dépense plus élevée que celle du viaduc à poutre droite, et son aspect eût été plus élégant. Mais on a craint que, quoique les couches calcaires appelées à supporter les retombées de cet arc, eussent une épaisseur de 9 mètres, elles n'offrissent pas une solidité suffisante, non pas seulement à cause de leur état de dislocation, mais surtout parce que le sous-sol glaiseux et aquifère qui les porte pouvait céder sous le surcroît considérable de charge qu'on leur eût fait supporter. Ce fait s'était produit au val Fleury et pouvait à plus forte raison se produire au val Saint-Léger.

les établir sur toutes leurs faces avec des fruits de $\frac{1}{20}$; il résultait de là qu'à leur arrivée sur la craie, à la cote moyenne (30 mètres), leur base avait $6^{m},74$ de largeur sur $12^{m},14$ de longueur.

Choix du mode de fondation des piles du viaduc. — Il restait à décider comment on descendrait les fondations de ces piles à des profondeurs variant entre 32 et 27 mètres. On avait tout d'abord songé à procéder comme pour les fondations de l'église de Montmartre qui se terminaient en 1877. D'après ce système, les trois piles du viaduc Saint-Léger eussent été établies, soit sur un ensemble de piliers maçonnés qu'on eût exécutés isolément au moyen de puits blindés, soit sur un massif de maçonnerie construit en une seule fois, par le même procédé ; mais comme le peu de consistance des sables glaiseux du val Saint-Léger et l'abondance des eaux faisaient craindre que ce système ne réussît pas complètement, M. le Directeur de la compagnie voulut en faire l'application à titre d'expérience, et prescrivit l'exécution d'un *puits d'essai* analogue à ceux de Montmartre. Les travaux commencèrent immédiatement, le 28 août 1877, furent terminés le 25 décembre de la même année et coûtèrent 15 000 francs (*). Les difficultés de toute nature et les

(*) On trouvera planche 28, figure 1, le relevé des indications géologiques fournies par le puits d'essai. Il n'est pas inutile, d'ailleurs, de dire quelques mots sur la manière dont ce puits a été exécuté et les difficultés qu'il a présentées.

La fouille, ouverte d'abord dans la couche de diluvium, fut approfondie de la manière suivante : on en blindait d'abord les parois au moyen de cadres en charpente dont les côtés avaient $2^{m},90$ de longueur à la partie supérieure et étaient formés de pièces de $\frac{0^{m},20}{0^{m},20}$ d'équarrissage, assemblées à mi-bois ; des coins placés dans les assemblages des angles serraient fortement chaque cadre contre les parois de la fouille. Derrière ces cadres, qui étaient d'ailleurs reliés les uns aux autres, dans le sens vertical, par des liernes clouées ou boulonnées, on glissait des planches de $0^{m},05$ d'épaisseur, qu'on enfonçait à coups de masse.

Le travail put marcher ainsi tant qu'on n'eut pas trop d'eau ; mais quand on pénétra dans les sables glaiseux, on éprouva les plus grandes difficultés ; il était impossible d'approfondir la fouille à plus de $0^{m},50$ à $0^{m},80$ en contre-haut du dessous du bordage en planches. Si on dépassait cette limite, les sables envi-

dangers que présenta l'exécution de ce travail, firent reconnaître de suite que le système de fondation de Montmartre était absolument impraticable dans les terrains du val Saint-Léger et qu'il fallait en chercher un autre. Elles donnèrent sur la nature des couches à traverser, sur l'abondance exceptionnelle des eaux, le degré de consistance et d'étanchéité des argiles, des indications extrêmement utiles, qui peuvent se résumer ainsi : 1° Les sables glaiseux que l'on avait à traverser étaient extrêmement fluents et imprégnés d'eau ; 2° lorsqu'on y pratiquait des fouilles à l'abri d'un coffrage, ces fouilles étaient envahies par les sables environnants aussitôt qu'elles étaient descendues au point de n'être plus qu'à $0^m,50$ ou $0^m,60$ en contre-haut de la partie inférieure du coffrage ; 3° ces sables, dans lesquels les hommes *s'enlisaient,* étaient incapables de supporter la plus petite pression ; 4° l'argile qui se trouvait entre les

---

ronnant le puits siphonnaient à l'intérieur et provoquaient ensuite des éboulements à l'extérieur. On eut plusieurs accidents de ce genre qui disloquèrent complètement ces blindages. Plus on s'enfonçait, plus les eaux abondaient et plus les difficultés du fonçage augmentaient ; en sorte que l'on dut se décider à remplacer le blindage en bois par un tube en tôle de 1 mètre de diamètre dont les parois avaient $0^m,01$ d'épaisseur, que l'on enfonça en frappant dessus au moyen de rails maintenus verticalement ; c'était en effet le mouton le plus commode qu'on pût manœuvrer dans une fouille encombrée d'étais. On ne jugea prudent de donner à ce tube qu'une longueur de 3 mètres, parce qu'on craignit qu'au bout d'un certain temps, les frottements latéraux des sables environnants fussent assez forts pour ne plus permettre l'enfoncement du tube. Ce fut en effet ce qui arriva.

Lorsque les fouilles furent poussées dans ce tube jusqu'à 1 mètre environ en contre-haut de sa partie inférieure, elles durent être arrêtées à cause du syphonnement des sables glaiseux environnants. On dut alors placer à l'intérieur du premier tube, un second tube de $3^m,20$ de longueur, de diamètre un peu moindre, qu'on enfonça avec les mêmes procédés, mais plus difficilement.

Après bien des difficultés et des accidents de toute nature, on arriva enfin à faire pénétrer de $0^m,30$ la partie inférieure de ce deuxième tube dans l'argile plastique franche. A partir de ce moment, le fonçage s'opéra facilement et on n'eut plus que les eaux qui tombaient à travers les blindages de la partie supérieure du puits. On exécutait sans accident la fouille sur $0^m,50$ à 1 mètre de profondeur ; on appliquait ensuite contre les parois du puits un cuvelage que l'on serrait fortement contre les parois au moyen de cercles en fer munis de clavettes. L'application de ce cuvelage était indispensable parce qu'au contact de l'air humide, les argiles se gonflaient, s'effritaient, puis s'éboulaient.

sables glaiseux et la craie était parfaitement étanche et franche; elle était malléable, un peu molle à la partie supérieure, plus compacte près de la craie, mais rien ne prouvait qu'elle fût en état de recevoir les fondations d'un grand ouvrage, même en ne lui faisant supporter que des pressions de 1 à 2 kilogrammes par centimètre carré; 5° la fouille dans ces argiles, pouvait être faite préalablement au boisage, mais il était absolument nécessaire de contenir les parois du puits par un cuvelage jointif, fortement serré aussitôt après l'ouverture de la fouille, afin d'éviter les éboulements dus au gonflement des argiles; 6° les couches supérieures de la craie, formées d'un conglomérat de nodules en calcaires siliceux extrêmement durs, empâtés dans la craie marneuse, présentaient toute garantie pour les fondations du viaduc.

Ces indications, en montrant que le système des fondations par puits ou enceintes blindées n'était pas praticable, ne laissaient d'autre alternative qu'entre le mode de fondations sur pilotis et le système de fondation sur caisson, foncé avec ou sans l'emploi de l'air comprimé.

Le premier mode, qui fut l'objet d'une étude sommaire, paraissait devoir procurer une économie de 180 000 francs pour l'ensemble du travail. Mais la nécessité de maintenir la tête des pilotis en contre-bas de la nappe d'eau et l'impossibilité d'enfoncer ces pilotis à travers les couches calcaires garnissant les flancs de la vallée, obligeaient à creuser dans ces couches une fouille préalable qui n'eût pas eu moins de 15 mètres de profondeur. Or, le battage de pieux au fond d'une fouille de cette importance, ouverte dans des bancs de pierres effondrés, disloqués, tout prêts à glisser, qu'on eût été obligé de maintenir avec force étais, paraissait devoir présenter trop d'aléa, trop de difficultés, trop de chances d'accidents : c'est ce qui décida à écarter encore ce mode de fondation et à recourir à celui qui emploie l'air comprimé, mais avec la pensée de ne se servir de cet agent que le moins possible et d'opérer à l'air libre avec de

puissants moyens d'épuisement, autant qu'on le pourrait. D'après ce système mixte, le massif de maçonnerie formant la fondation de chaque pile serait descendu jusqu'à la craie au moyen d'un caisson en tôle, formant chambre de travail et sur lequel la maçonnerie serait élevée au fur et à mesure de l'approfondissement de la fouille. Ce serait en définitive le système des puits maçonnés, élevés sur rouets, avec cette différence, qu'ici le rouet serait remplacé par un caisson de $6^m.60$ sur 12 mètres, formant chambre de travail.

Les pourparlers entamés avec les différents constructeurs ayant la spécialité de ces sortes de travaux, démontrèrent qu'on pouvait exécuter les fondations des trois piles du viaduc au prix de 80 francs le mètre cube. Dans ces conditions, ce système ne paraissait pas devoir coûter beaucoup plus cher que tous les autres systèmes étudiés ; et comme il présentait moins d'aléa et qu'il paraissait offrir plus de garantie au point de vue de la rapidité de l'exécution, il fut définitivement adopté.

CHAPITRE II.

DESCRIPTION DU PROJET ADOPTÉ.

On a vu, dans le chapitre précédent, que l'on a été conduit à adopter, pour traverser le val Saint-Léger, une poutre droite métallique portée par trois piles, fondées sur la craie à une grande profondeur, et par deux culées que l'on a éloignées assez du milieu du val pour les faire reposer sur les parties horizontales des masses calcaires, c'est-à-dire sur celles qui sont restées en place et n'ont subi aucune dislocation dans les bouleversements ayant amené la formation de la vallée. Cette dernière considération a conduit à porter la longueur totale de l'ouvrage à $310^m,76$. On a donc été amené à composer cet ouvrage d'une partie

métallique de 258 mètres de longueur, divisée elle-même en quatre travées ayant, les unes, celles de rive, 56 mètres de portée, les autres, intermédiaires, 70 mètres, et de deux culées en maçonnerie, formées d'une ou deux arcades de 8 mètres d'ouverture chacune.

Culées — Chacune des culées se compose d'une partie principale et d'un avant-corps destiné spécialement à supporter les extrémités du tablier. Elles sont complétées par des arcades en maçonnerie de 8 mètres d'ouverture, qui ont été limitées de chaque côté à la quantité strictement nécessaire pour relier l'ouvrage aux remblais des abords. Il y a de la sorte deux arcades à la culée côté de Versailles et une seule à la culée côté de Poissy.

Les quarts de cône des remblais aux abords de l'ouvrage ont des talus inclinés à 3 de base pour 2 de hauteur, en raison de leur élévation, qui atteint $10^m,30$ du côté de Versailles. On n'aurait pu avoir un quart de cône moins élevé qu'en ajoutant quelques arcades à la culée; mais comme le terrain naturel présentait, sur une grande longueur, une déclivité presque égale à celle du chemin de fer, il eût fallu, pour arriver à un point où la hauteur du remblai fût réduite à 5 ou 6 mètres, augmenter considérablement la longueur de la culée; on ne s'y décida pas, et on conserva au quart de cône sa hauteur de 10 mètres, ce qui, eu égard à la bonne qualité des terres qui le composait, n'a pas eu d'inconvénients jusqu'à ce jour.

Du côté de Poissy, au contraire, le terrain naturel se relevant très rapidement, la culée n'a qu'une seule arcade, et le quart de cône, seulement 5 mètres de hauteur.

La largeur des culées, ou la distance entre le nu du mur des tympans des arcades, est de $8^m,20$ au niveau des rails. Les arcades ont $0^m,70$ d'épaisseur à la clef. Elles sont extradossées de façon à déverser les eaux pluviales en des points bas où sont placées des gargouilles formées de tuyaux en fonte surmontés d'une crépine. Du côté des

remblais, ces moyens d'évacuation des eaux sont remplacés par un mur à pierres sèches de $0^m,60$ d'épaisseur, débouchant extérieurement aux quarts de cône.

Les fruits des pieds-droits des arcades sont de $\frac{1}{20}$ au-dessous des naissances; au-dessus de ce niveau, les tympans sont réglés à $\frac{1}{50}$.

La partie des culées qui est contre le remblai présente deux évidements intérieurs mesurant en haut $2^m,10$ de largeur et $5^m,25$ à $5^m,55$ de longueur, et recouverts par des voûtes en berceau.

La partie centrale des culées, qui sépare l'avant-corps portant le tablier, des arcades, a $3^m,80$ de longueur et $9^m,46$ de largeur aux naissances des voûtes (*). Elle présente également deux petits évidements de $2^m,15$ de largeur et $1^m,30$ de longueur, couverts par deux voûtes en berceau arrêtées au-dessus du couronnement de l'avant-corps. Au-dessus, on n'a prévu d'autre évidement que celui formé par un puits vertical de $0^m,80$ de largeur, destiné à faciliter l'accès à la passerelle qui règne à l'intérieur et tout le long du tablier.

Tous ces évidements ont pour but de diminuer le cube des maçonneries et les pressions que celles-ci transmettent au sol.

Le parement de la partie centrale des culées fait saillie de $0^m,60$ en moyenne sur les tympans des arcades; ses faces, parallèles à l'axe du viaduc, ont un fruit de $\frac{1}{40}$, réduit à $\frac{1}{80}$ pour les autres.

L'avant-corps ne présente qu'une saillie de $1^m,52$ et une

(*) On dira une fois pour toutes, qu'on appellera longueurs, les dimensions parallèles à l'axe longitudinal du tablier et largeurs, celles qui lui sont perpendiculaires.

largeur de $7^m,50$, ce qui est suffisant pour recevoir les appareils de dilatation du tablier. Ses parements sont uniformément réglés à $\frac{1}{20}$. Les dispositions adoptées pour la culée, côté de Versailles sont reproduites planche 25, *fig.* 6 et 7.

A la culée de Poissy, on a contre-bouté l'avant-corps et la partie centrale par un contrefort cintré en élévation, destiné à résister aux poussées horizontales du tablier, développées, tant par l'effet de la dilatation que par l'action de la pesanteur, à raison de la pente de $0^m,010$ par mètre qu'il présente (Pl. 25, *fig.* 4 et 5).

Piles. — Les piles sont profilées au-dessus du sol avec des fruits de $\frac{1}{20}$ dans le plan des têtes. Leurs hauteurs en élévation, c'est-à-dire à partir du sol, sont respectivement $12^m,21$, 20^m21 et $17^m,21$, tandis que celles du massif des fondations, sont de $32^m,15$ $25^m,75$ et $29^m,36$. Elles ont donc des hauteurs totales de $44^m,36$, $45^m,96$ et 46^m57, dont la plus grande partie est cachée, d'après ce qu'on vient de voir.

Les piles n°s 2 et 3, qui sont les plus hautes, présentent, à leur partie inférieure, un socle à face verticale en saillie de $0^m,20$ sur les fûts des piles.

On s'est attaché à donner aux piles en couronne la plus petite section horizontale possible, afin de ne pas augmenter inutilement le cube des maçonneries et surtout les dimensions du caisson. Elles n'ont donc que $2^m,18$ de longueur sur $7^m,58$ de largeur. Ces dimensions résultent de celles que le calcul a conduit à donner aux appareils de dilatation du tablier.

Nature des matériaux. — Toutes les maçonneries de remplissage ont été exécutées en meulière caverneuse, sauf quelques parties à l'arrière des culées, où l'emploi de la demi-roche de Saint-Maximin a été toléré.

Quant aux parements, on avait pensé pouvoir les faire en pierre calcaire, en raison de la difficulté de se procurer de la meulière piquée présentant des longueurs de queue suffisantes. On a dû y renoncer en cours d'exécution, pour en revenir aux parements en meulière. Cette modification a du reste amélioré l'aspect de l'ouvrage ; les parements en meulière, grâce à leur couleur, se détachent mieux des chaînes d'angle en pierres de taille que des parements en calcaires, qui auraient donné à l'ouvrage un aspect plus froid.

La pierre de taille des voussoirs de tête et des bandeaux de naissance des arcades, des plinthes des culées, des chaînes d'angles des piles et culées, devait être en roche dure de Saint-Maximin. En exécution, l'entrepreneur proposa d'y substituer de l'Euville.

Les chaînes d'angles des piles et des avant-corps des culées sont formées d'assises de $0^{m},48$ de hauteur, correspondant à deux hauteurs d'assises de meulières. Elles présentent des queues de $0^{m},75$ et $0^{m},55$ alternativement. Cet appareil un peu lourd n'était pas déplacé pour ces parties de l'ouvrage, qui en raison des poids énormes qu'elles avaient à supporter, avaient besoin de présenter un grand caractère de solidité ; mais pour les arcades des culées qui avaient moins de hauteur et plus de légèreté, il aurait produit un effet désagréable, et on lui en a substitué un autre beaucoup plus petit et n'ayant que la hauteur d'assise des meulières piquées, soit $0^{m},25$, en sorte qu'à chaque rang de meulière, correspond pour les angles une assise en pierre de taille de $0^{m},65$ à $0^{m},50$ de longueur de queue pour les arcades et de $0^{m},55$ à $0^{m},40$ pour la partie centrale de la culée.

Afin de mieux répartir sur les maçonneries de moellons bruts des piles et de l'avant-corps des culées, les pressions qui leur sont transmises par les appareils de dilatation portant le tablier, on a fait reposer ces appareils sur deux

assises de pierre de taille formant couronnement des maçonneries, l'une en dessus, de $0^m,50$ d'épaisseur, l'autre en dessous, de $0^m,30$. Toutes deux devaient être en Euville ; mais pour les piles, on a été forcé, en cours d'exécution, d'employer pour l'assise supérieure, du granit de Normandie.

Pressions dans les différentes parties de la construction. — Le tableau ci-après, indique les pressions que supportent par centimètre carré les différentes parties de la construction sous l'influence de la charge d'épreuve. On y voit que chaque pile ne transmet au banc de craie qu'une pression de $6^k,50$ environ par centimètre carré. On s'était assuré lors de la rédaction des projets, par des expériences préalables, que ce chiffre était très au-dessous de la charge que la craie pouvait pratiquement supporter (*).

	CULÉE de Versailles.	PILE n° 1.	PILE n° 2.	PILE n° 3.	CULÉE de Poissy.
Pression exercée sur les sommiers en pierres de taille supportant les appareils de dilatation	$7^k,07$	$13^k,62$	$13^k,96$	$13^k,62$	$8^k,91$
Pression exercée par les sommiers sur la partie supérieure des maçonneries de moellons bruts.	5,01	6,46	6,61	6,46	5,09
Pression exercée sur le sol de fondation.	5,20	6,56	6,52	6,28	5,41

(*) On avait opéré sur des blocs de craie fraîchement extraits et encore humides, que l'on avait scellés au plâtre sur un massif solide. Sur la face supérieure de ces blocs, dérasée horizontalement, on avait posé trois petits dés en fer de $0^{mc},0001$ de section, qui portaient un plateau destiné à recevoir des poids. On a trouvé ainsi que les dés en fer ne commençaient à pénétrer dans la craie que sous une charge correspondant à 80 kilogrammes pour chaque dé ; encore cette pénétration n'atteignait-elle que $0^m,001$ et n'augmentait-elle pas quand la charge d'épreuve s'élevait jusqu'à 95 kilogrammes ; ce résultat a été confirmé plus tard, pendant l'exécution des travaux. On n'a pas voulu toutefois réduire la section horizontale des piles, autant pour ne pas descendre au-dessous de la limite généralement admise pour la résistance des maçonneries de moellons bruts

Dans le tableau ci-dessus, on a admis les densités suivantes pour les différentes natures de matériaux employés dans la construction :

	Kilogrammes
Maçonnerie de moellons de meulières caverneuses brutes.	2 000
Maçonnerie de pierre de taille d'Euville. . . .	2 600
Maçonnerie de béton.	1 800
Fer.	7 800
Fonte.	7 200

Dans beaucoup de cours de construction, on indique pour la densité de maçonnerie de meulière le chiffre de 2 500 kilogrammes, qui est exagéré, mais peut être conservé pour les meulières caillasses. Pour les meulières caverneuses, employées généralement dans le bassin de Paris, le chiffre de 2 000 kilogrammes est suffisant. C'est celui qui résulte d'une série d'expériences faites au val Saint-Léger avec les différents types de meulières qui ont été employés.

On voit, d'après le tableau qui précède, que les charges transmises par le tablier sur les sommiers en pierre de taille couronnant les piles, ne sont que de 13^{k},96 par centimètre carré, même avec la surcharge d'épreuve, et comme la pierre d'Euville ne s'écrase que sous des charges de 340 à 400 kilogrammes, on pouvait très bien adopter cette pierre pour constituer les couronnements des piles, puisqu'on n'avait à leur faire porter que le $\frac{1}{25}$ seulement de la plus faible charge de rupture. Malheureusement, les pierres fournies se sont trouvées de qualité si inférieure (elles ont donné, à l'épreuve, des résistances de 85 à 140 kilogrammes par centimètre carré, au lieu de 340 kilogrammes) qu'on a dû les remplacer en cours d'exécution. Pour prévenir tous nouveaux mécomptes de même nature, on s'est décidé à employer,

que pour ne pas compromettre l'équilibre des piles, qui, en raison de leur grande hauteur et de leur faible section horizontale, ne présentaient pas un excès de stabilité.

mais seulement pour l'assise supérieure des piles, des granits de Diélette. Cette substitution, faite en sous-œuvre après la mise en place du tablier, a présenté certaines difficultés dont on rendra compte plus loin, au chapitre VI.

Fourneaux de mine. — Le génie militaire a demandé l'établissement de dispositifs de mine dans les deux piles les plus élevées, c'est-à-dire dans les piles n° 2 et n° 3. Mais comme il n'était pas possible de ménager des chambres du type ordinaire dans des piles aussi étroites, on a adopté un type nouveau qu'il est bon d'indiquer en raison des services qu'il peut rendre dans des cas analogues. Ce type consiste à ménager dans chaque pile à détruire, deux puits tubulaires de $0^m,30$ de diamètre et de 10 mètres de profondeur, garnis intérieurement d'un enduit lisse en ciment, et fermés à leur partie supérieure par un tampon en fonte. Ces puits sont destinés, en cas de guerre, à recevoir des bouteilles cylindriques en tôles rivées de $0^m,25$ de diamètre et de $1^m,34$ de hauteur, remplies de 40 kilogrammes de poudre, auxquelles on mettrait le feu par un courant électrique. (Pl. 25, *fig.* 3).

Afin de mettre facilement en place ces bouteilles, on a disposé les puits dans l'axe de chacune des voies posées sur le tablier, et on a ménagé dans le platelage supérieur une trappe pour opérer la descente de ces bouteilles.

Tablier métallique. — Le tablier métallique a une longueur totale de. . . . . $258^m,03$

Se décomposant ainsi qu'il suit :

2 travées extrêmes de 56 mètres.	$112^m,00$
2 travées intermédiaires de 70 mètres. . .	$140^m,00$
Longueur des appuis sur les culées $1^m,04 \times 2 =$	$2^m,08$
Longueur des appuis sur les piles $1^m,25 \times 3 =$	$3^m,75$
Fourrure contre la culée de Poissy.	$0^m,20$
Total. . .	$258^m,03$

Les longueurs des appuis sur les assises ont été déter-

minées d'après les dimensions données par le calcul, pour les appareils de dilatation.

Le rapport entre les ouvertures d'une travée centrale et d'une travée de rive est de 1,25; c'est celui qui convient le mieux à la résistance du tablier.

En vue de diminuer autant que possible les charges transmises aux piles, on a adopté le type le plus léger pour le tablier, que l'on a en conséquence formé de quatre grandes poutres placées directement sous les rails, ce qui a permis de réduire les entretoises à leur plus simple dimension.

La charpente du tablier est donc composée uniquement de ces quatre poutres de $5^m,60$ de hauteur, réunies entre elles par des entretoises et des croix de Saint-André, et portant extérieurement les trottoirs, au moyen de consoles.

Grandes poutres. — Les grandes poutres sont à treillis, quoique cette disposition en augmente le poids; mais une poutre à âme pleine sur des piles relativement peu élevées aurait eu un aspect trop lourd et trop écrasé. Leurs axes correspondent exactement aux axes des rails des deux voies; les deux poutres de rive sont donc écartées d'axe en axe, de $5^m,08$, les deux poutres centrales, de $2^m,06$.

On s'est attaché à construire ces quatre poutres, exactement de la même façon et avec les mêmes échantillons de fers pris dans les types courants du commerce, ce qui simplifie énormément le travail du constructeur et le prix de revient. Chaque poutre a $5^m,60$ de hauteur hors cornières, c'est-à-dire le $\frac{1}{10}$ de la portée d'une travée extrême. Elle est formée de semelles ayant $0^m,60$ de largeur, attachées par des cornières de $\frac{125 \times 125}{12,5}$ à deux âmes en tôle verticales de $0^m,64$ de hauteur et $0^m,015$ d'épaisseur, sur lesquelles s'adaptent les barres du treillis. Celles-ci sont inclinées à 45° dans le plan des têtes et formées de fers en U dont la largeur varie entre $0^m,25$ et $0^m,30$, et qui sont

faites, les premières d'une seule pièce, les secondes de tôle et cornières assemblées.

Les semelles des grandes poutres sont formées de feuilles de tôle de $0^m,01$ d'épaisseur, dont le nombre varie de 1 à 5; au droit des trois piles, la cinquième semelle a $0^m,015$ d'épaisseur.

Des montants verticaux, espacés de $4^m,75$ d'axe en axe, concourent avec le treillis à assurer la liaison entre les semelles supérieures et inférieures d'une même poutre. Ces montants sont formés de quatre cornières, accouplées deux à deux, de $\frac{100 \times 100}{11,5}$. Les branches de ces cornières, perpendiculaires au plan de l'âme des grandes poutres, sont espacées uniformément de $0^m,008$, de façon à prendre entre elles les goussets d'angle servant d'attache, soit aux croix de Saint-André formant dans le sens transversal le contreventement vertical du tablier, soit aux consoles des trottoirs. Quant aux branches des mêmes cornières, qui sont parallèles au plan de l'âme des grandes poutres, elles sont espacées de $0^m,015$, de façon à prendre entre elles une plate-bande verticale de $0^m,240$ de largeur, rejoignant les deux plans des plates-bandes verticales qui servent d'attache aux barres du treillis. Toutes les pièces qui composent un même montant. sont d'ailleurs reliées entre elles par des rivets. Grâce à ces dispositions, les assemblages des différentes pièces du tablier sont des plus simples et ne comportent presque pas de fourrures ou couvre-joints.

Renforts verticaux sur les points d'appui. — Sur les points d'appui, l'âme de chaque poutre est renforcée pour résister à l'écrasement et à l'effort tranchant. Dans ce but, on a formé cette âme d'une tôle pleine de $0^m,015$ d'épaisseur, de $1^m,430$ de largeur sur les culées, de $1^m,95$ sur les piles, et de deux montants verticaux. Sur les culées, ces montants, espacés entre eux de $0^m,680$, sont de même force que ceux des autres parties de la poutre (Pl. 26, *fig.* 1.)

Sur les piles, ils comportent deux feuilles de tôle en plus, ayant chacune $0^m,210$ de largeur et $0^m,010$ d'épaisseur, interposées entre les cornières du montant et l'âme pleine de la poutre (Pl. 26, *fig.* 2).

Entretoises. — Les entretoises ne sont constituées que par deux simples cornières accouplées, de $\frac{100 \times 100}{11,5}$, reliant entre elles les quatre poutres à leurs parties supérieure et inférieure. Ces dimensions sont bien suffisantes, puisque les entretoises n'ont d'autre but que de concourir, avec le contreventement transversal, à relier les quatre poutres et à en faire un tout présentant une stabilité convenable.

Les entretoises supérieures ont en outre à porter le platelage en tôle striée du tablier. A cet effet, elles sont disposées à une distance de $2^m,375$ les unes des autres.

Les entretoises inférieures n'existent au contraire qu'au droit de chaque montant vertical de l'âme des grandes poutres et sont par suite espacées de $4^m,75$. Cependant on a placé entre deux montants, c'est-à-dire tous les $2^m,375$, une cornière de $\frac{100 \times 100}{11,5}$, destinée à soutenir, au milieu de leur portée, les madriers de la passerelle établie tout le long et à l'intérieur du tablier.

Contreventement transversal. — Les quatre grandes poutres sont en outre reliées entre elles, dans le sens vertical, par un contreventement composé de six croix de Saint-André, formées de fers à U de $\frac{140 \times 52}{8 \times 9,75}$, et de deux fers à U horizontaux de même force, réunis entre eux et placés à mi-hauteur des poutres. Tous ces fers s'attachent aux goussets dont on a parlé plus haut (Pl. 25, *fig.* 1). On serait assez tenté de croire que ce contreventement est juste assez fort pour relier les quatre poutres entre elles et les maintenir dans leur position, mais qu'il ne pourrait

suffire pour les *rendre solidaires* l'une de l'autre. Il n'en est rien. Pendant le lançage, on a constaté que ce contreventement était assez énergique pour établir cette solidarité, entre deux et même trois poutres, au point que lorsqu'une d'elles, en passant sur les galets de lançage, travaillait d'une façon excessive, les deux voisines ne supportaient plus qu'un très faible effort.

Contreventement horizontal. — A la partie inférieure, le contreventement des quatre poutres du tablier, dans le sens horizontal, est assuré par des croix de Saint-André prenant toute la largeur du tablier. Il y a une croix pour l'intervalle compris entre deux cours successifs d'entretoises qui, à la partie inférieure du tablier, sont écartés de $4^{m},75$. Les fers qui composent ce contreventement sont des fers à U $\frac{140 \times 52}{8 \times 9,5}$, c'est-à-dire du même échantillon que ceux des contreventements verticaux. Ils sont d'ailleurs placés en dessous des semelles des poutres, auxquelles ils sont fixés par les rivets mêmes qui réunissent entre elles les différentes feuilles de tôle constituant leur épaisseur.

Trottoirs. — Les trottoirs ont $1^{m},50$ de largeur libre depuis l'axe du garde-corps jusqu'à l'axe du rail, en sorte que la largeur du tablier est de $8^{m},08$. Ils sont supportés par des consoles composées de cornières de mêmes dimensions que celles des entretoises, accouplées deux à deux, et espacées de $0^{m},008$, de façon à prendre entre elles le gousset qui les attache à chaque montant des grandes poutres ou celui qui sert à fixer le garde-corps aux consoles. Il y a deux séries de consoles: les unes, qui sont les plus grandes, n'existent qu'au droit de chacun des montants des poutres, et leurs cornières inférieures sont cintrées suivant un arc de cercle de $1^{m},49$ de rayon; les autres, plus petites, sont placées entre les premières; elles ne prennent leur point d'appui que sur la plate-bande verticale supérieure de la grande poutre (Pl. 25, *fig.* 2). Toutes les con-

soles indistinctement, correspondent à un cours d'entretoises des grandes poutres et sont par suite espacées comme elles de $2^m,375$.

Garde-corps. — Le garde-corps présente une disposition nouvelle. Au lieu de le former de barres verticales ou inclinées, en fer ou en fonte, qu'il faut alors faire porter par une poutre de rive fixée aux consoles, ce qui augmente singulièrement le poids, on a fait une véritable poutrelle à treillis, de $1^m,19$ de hauteur, qui se porte elle-même et remplit en même temps l'office de garde-corps. A cet effet, on a adapté aux consoles, au moyen d'équerres, une plate-bande verticale de $0^m,49$ de hauteur et $0^m,010$ d'épaisseur. Deux cornières horizontales de $\frac{100 \times 100}{11,5}$, placées à sa partie inférieure, constituent la semelle inférieure de la poutrelle. Seulement, on a relevé la cornière intérieure jusqu'au niveau du dessous des consoles, afin de l'utiliser pour porter la tôle striée qui forme le platelage du trottoir. La semelle supérieure de la poutrelle est faite d'un fer à T du commerce $\frac{115 \times 100}{10 \times 10}$; enfin un treillis, formé de petits fers à U $\frac{40 \times 18}{5 \times 5,5}$, réunit la nervure verticale de ce fer à T, qui a $0^m,115$ de hauteur, avec la plate-bande verticale inférieure de la poutrelle. Au droit de chaque console, existe un montant vertical formé d'un gousset triangulaire qui règne sur toute la hauteur des garde-corps et qui est pris entre les quatre cornières des consoles d'une part et de l'autre entre les deux petites cornières $\frac{70 \times 70}{7,25}$ qui l'attachent à l'âme du treillis du garde-corps.

L'ensemble de la poutrelle proprement dite ne pèse par mètre courant que 125 kilogrammes et ne dépasse guère le poids qu'on eût donné à un garde-corps ordinaire, non compris la poutre de rive qu'il eût fallu ajouter pour le porter.

On a donc réalisé une économie de poids, tout en ayant un garde-corps plus haut, plus rigide et capable de résister au choc d'un wagon projeté par le vent hors de la voie, comme cela arrive quelquefois quand le wagon est vide.

Platelage. — Le platelage du tablier est entièrement métallique. Il est formé de tôles striées de $0^m,008$ d'épaisseur, stries comprises, fixées sur leurs quatre côtés, par des rivets, aux entretoises et semelles des poutres qui les portent (*).

Il pèse 50 kilogrammes environ par mètre carré ; il est un peu plus cher qu'un platelage en bois, mais il a sur ce dernier les trois avantages suivants :

1° Il constitue un contreventement horizontal supérieur, qu'on est ainsi dispensé d'établir d'une façon spéciale, ce qui procure en définitive une économie de poids ;

2° Il est d'une durée plus grande, à peu près égale à celle du tablier lui-même, tandis que le platelage en bois doit être remplacé tous les dix ou quinze ans ;

3° Il est incombustible et n'exige pas comme le bois un revêtement en ballast pour le protéger du charbon incandescent de la locomotive. Cette couche de ballast, même réduite à $0^m,10$ d'épaisseur, constitue une assez forte charge par mètre courant. En la supprimant, on obtient une économie de poids sur la charpente métallique.

Les tôles striées reposent directement sur les entretoises et sans le secours d'aucune fourrure. Pour les fixer aux semelles supérieures des grandes poutres qui, en raison de

(*) Un fait qui s'est produit récemment, montre quelle rigidité extraordinaire ces tôles striées donnent aux ponts métalliques. A un pont droit en arc qui avait été placé à tort par le constructeur sur des culées établies suivant un biais très léger, le platelage en tôle striée préparé pour le pont droit et placé sur ledit pont, qui en réalité était biais, est arrivé à cintrer graduellement tout le tablier et à lui donner en plan une forme sinusoïdale très prononcée, quoiqu'il fût entièrement terminé et rivé. Les croix de Saint-André, les entretoises, les semelles et autres nervures horizontales du tablier, n'avaient pu s'opposer à cette déformation.

leur diversité d'épaisseur, ne se trouvent pas dans un même plan d'un bout à l'autre du tablier, il a fallu ajouter sur le bord de ces semelles et en dessous, une petite plate-bande qui les déborde de $0^m,08$, de façon à recevoir la tôle striée.

Longrines sous-rails. — Les rails sont fixés, au moyen de tirefonds ordinaires, sur des longrines en chêne de $0^m,30$ de largeur, attachées elles-mêmes sur les semelles des grandes poutres, de la manière suivante : On a réservé dans ces semelles, des trous dans lesquels on engage le corps d'un boulon dont la tête inférieure prend son point d'appui en dessous de la semelle et dont l'extrémité supérieure est filetée. La longrine est comprise entre deux boulons de ce genre, appliqués très exactement contre ses faces verticales. Lorsqu'elle est posée, on rapporte par-dessus une bande de fer plat de $0^m,42$ sur $0^m,07$ et de $0^m,015$ d'épaisseur, dont les deux extrémités sont pénétrées par la tête supérieure des deux boulons. Deux écrous vissés sur cette tête, serrent la bande de fer contre la face supérieure de la longrine. Ce mode d'attache à l'avantage d'empêcher les longrines de se déplacer horizontalement, ce qui amènerait un élargissement de la voie, ou de se cintrer dans le sens vertical, ce qui arrive infailliblement lorsque le bois commence à jouer ; il donne en résumé à la voie une rigidité parfaite.

La face supérieure de ces longrines est rectiligne dans le sens de la longueur du rail, ce qui ne saurait avoir lieu pour la face inférieure, obligée qu'elle est de s'adapter aux semelles des poutres qui présentent des variations d'épaisseur, en sorte que la hauteur des longrines est variable ; elle reste comprise entre $0^m,165$ et $0^m,210$ d'épaisseur.

Passerelle de service. — Une passerelle de service, correspondant à l'entre-voie, est placée à la partie inférieure des deux poutres intermédiaires ; elle présente une largeur de $0^m,70$ et facilite la visite du tablier. Elle est formée de trois madriers en chêne de $0^m,06$ d'épaisseur et de $0^m,22$ de largeur, reposant sur les entretoises inférieures. On y aboutit

par une échelle en fer établie à demeure dans l'intérieur du puits réservé dans chaque culée.

Appareils de dilatation. — Afin de faciliter les effets de la dilatation, on a disposé sur la culée, côté de Versailles, et sur chacune des trois piles, quatre appareils à rouleaux pour recevoir le tablier.

Sur la culée, chaque appareil comprend cinq rouleaux de $0^m,15$ de diamètre et $0^m,80$ de longueur entre les boudins, reposant sur une table en fonte de $0^m,10$ d'épaisseur, $1^m,12$ de longueur et $1^m,00$ de largeur. Celle-ci ne pose d'ailleurs sur les sommiers en pierre de taille que par l'intermédiaire d'une feuille de plomb de $0^m,005$, qui n'a d'autre fonction que de compenser les petites aspérités de la pierre. Une feuille de plomb plus épaisse aurait l'inconvénient de s'écraser et de changer par suite le niveau du tablier.

Entre les rouleaux et le dessous des semelles des poutres du tablier, il y a deux tables de fonte séparées entre elles par un jeu de clavettes et contre-clavettes en fer, destinées à régler définitivement le niveau des poutres.

Sur les piles, chaque appareil comporte huit rouleaux, de $0^m,15$ de diamètre et $0^m,92$ de longueur entre boudins, ce qui entraîne une augmentation des dimensions des tables de fonte; mais leur épaisseur et leurs dispositions restent les mêmes que pour la culée.

Le tablier étant en pente de $0^m,010$ par mètre, en allant de Versailles à Poissy, on a prévu que son extrémité la plus basse serait fixe. A cet effet, on n'a mis des rouleaux de dilatation que sur la culée de Versailles, qui est la plus élevée, tandis qu'on les a supprimés sur la culée de Poissy. Celle-ci conserve néanmoins les deux tables de fonte munies de clavettes disposées à peu près comme celles de la culée de Versailles. La table inférieure, qui a besoin de résister à des efforts de traction considérables, est seulement plus épaisse, de façon à bien s'encastrer de $0^m,055$ dans les sommiers en pierre de taille. Les âmes des gran-

des poutres sont en outre prolongées jusqu'au parement vertical de la culée, contre lequel elles viennent s'appuyer par l'intermédiaire de deux colonnes verticales. Cet ensemble de dispositions a pour effet de rendre absolument fixe cette extrémité du tablier, et afin que la poussée de ce tablier ne renverse pas la culée, on a contre-bouté celle-ci par un contrefort appareillé en voûte renversée. Lorsque la température s'élève, l'allongement du tablier se produit en remontant la rampe de dix millimètres suivant laquelle le viaduc est établi. Pour que ce mouvement ne soit pas accompagné d'une élévation du centre de gravité du tablier, on a eu soin, tout en laissant horizontales les tables de roulement des appareils de dilatation, de disposer la face supérieure de la table en fonte qui est immédiatement en contact avec les semelles des grandes poutres, suivant un plan incliné longitudinalement à dix millimètres par mètre. De cette façon, dans tous les mouvements de dilatation, le centre de gravité du tablier se meut dans un plan horizontal et la pesanteur n'intervient pas pour contrarier les effets de la dilatation. C'est dans le même but que l'on a donné un assez grand diamètre aux rouleaux et qu'on a parfaitement dressé ceux-ci, ainsi que les tables de roulement.

		Kilogrammes
Poids total du tablier : — Le tablier pèse y compris le platelage en tôle striée : 1 395 761 kilogrammes, dont :	Fer	1 335 787
	Fonte	58 269
	Plomb	1 705

Ce qui représente par mètre courant, un poids de 5 413 kilogrammes.

Ce poids total se compose d'ailleurs des éléments suivants :

DÉSIGNATION.	POIDS de l'ensemble.	POIDS par mètre courant du tablier.	POIDS par mètre carré du tablier.
4 grandes poutres longitudinales. .	1 068 556^k	4 141^k	512^k
Contreventement transversal. . . .	35 000	136	17
Consoles.	40 000	155	19
Garde-corps.	65 000	251	31
Platelage.	114 000	441	55
Appareils de dilatation.	71 500		
Plomb.	1 705		
Total égal.	1 395 761^k		

Quant aux bois de chêne employés dans le tablier, soit pour les longrines de la voie, soit pour les madriers de la passerelle intérieure, ils représentent un volume de 69$^{m^3}$.

Calculs de résistance du tablier. — Les moments fléchissants maximum des poutres longitudinales ont été calculés d'après les méthodes exposées dans les cours de MM. Bresse et Collignon, avec cette différence qu'au lieu de calculer séparément les effets dus à la charge permanente et ceux dus à la surcharge, pour les superposer ensuite, on a établi immédiatement l'équation qui donne, en fonction du rapport de l'ouverture des travées et des charges totales afférentes à chaque travée, le moment fléchissant maximum produit par la charge permanente et la combinaison la plus défavorable de la surcharge.

La charge permanente de chaque poutre par mètre courant, s'établit du reste ainsi qu'il suit :

Poids propre de la poutre.	856^k,31
Consoles, fers du trottoir, garde-corps. . . .	142 ,77
Contreventement transversal et horizontal. .	50 ,56
Tôles striées et attaches.	115 ,67
Longrines en chêne sous rails.	54 ,00
Rails.	37 ,50
Éclisses, boulons, etc.	25 ,00
Couvre-joints et divers.	58 ,19
Ensemble. .	1340^k,00

La surcharge d'épreuve a d'ailleurs été déterminée d'après les prescriptions de la circulaire ministérielle du 9 juillet 1877, à raison de 3 720 kilogrammes par mètre courant de voie, soit de 1 860 kilogrammes par mètre courant de poutre.

CHAPITRE III.

EXÉCUTION DES TRAVAUX DE FONDATIONS.

Conditions du marché. Nature des matériaux. — Les travaux de fondation des trois piles du viaduc ont fait l'objet d'un marché à forfait, passé le 23 mars 1878 avec M. Hersent.

Le cahier des charges spécifiait que les massifs de fondation de chaque pile seraient descendus sur la craie à la cote $30^m,00$ en moyenne, à l'aide de caissons en tôle, analogues à ceux employés dans les fondations à l'air comprimé, avec ou sans emploi de l'air comprimé, au choix du constructeur. La compagnie se réservait la faculté de relever ou d'abaisser le niveau du sol de fondation jusqu'à concurrence de deux mètres en plus ou en moins, en ne payant à l'entrepreneur ou en ne lui déduisant que la valeur intrinsèque de la maçonnerie exécutée en plus ou en moins et fixée par le marché à 27 francs le mètre cube. Ces massifs devaient avoir en moyenne à la base, $6^m,65$ de longueur, $12^m,04$ de largeur, être réglés avec des fruits de $\frac{1}{20}$ et être arasés au niveau du sol, c'est-à-dire, à des cotes respectivement égales à $65^m,31$, $56^m,60$ et $58^m,89$.

Autant pour ne pas surcharger inutilement le banc de raie que pour ne pas augmenter la dépense, le cahier des harges limitait le volume de chaque massif, respectivement 1 834 mètres, 1 541 mètres, et 1 595 mètres cubes pour

chacune des trois piles. Mais l'entrepreneur avait la faculté de proposer des modifications pour les fruits extérieurs et la forme des massifs, s'il le jugeait nécessaire, pour faciliter ou modérer leur descente; dans ce cas, toute augmentation de volume et par suite de poids résultant de cette modification devait être rachetée par des évidements intérieurs, dont l'importance devait être déterminée en comptant que chaque mètre cube d'évidement diminuerait le poids du massif de 1 000 kilogrammes seulement; il fallait en effet prévoir que ces évidements se rempliraient d'eau. L'entrepreneur usa de cette faculté; il proposa d'abord de donner à la base rectangulaire du caisson $6^m,60$ de longueur et 12 mètres de largeur, et d'en arrondir les angles de façon à augmenter la rigidité de ce caisson et d'en faciliter la descente.

Les fruits de $\frac{1}{20}$ prévus pour les faces extérieures des massifs, ne lui parurent pas pouvoir être conservés; il craignit, en effet, que ces massifs ne fussent pas assez maintenus dans leur descente et que, par suite, ils ne vinssent à se déverser. Il craignit surtout que les frottements latéraux du terrain environnant ne fussent pas assez forts pour s'opposer à une descente trop rapide. En réduisant le fruit à zéro, on fût tombé dans un excès contraire, à raison des frottements latéraux, qui eussent pu empêcher la descente. Pour ces différents motifs, l'entrepreneur proposa de réduire ces fruits à $\frac{1}{40}$ seulement. On reconnut, en exécution, qu'on aurait pu les réduire encore davantage, car les frottements latéraux ont été très faibles, et la descente du caisson s'est effectuée beaucoup plus facilement qu'on ne l'eût voulu, sauf pour la pile n° 3, où l'effet contraire s'est produit, grâce à des circonstances particulières dont on parlera plus loin.

On laissa, au contraire, aux parois extérieures du cais-

son proprement dit, le fruit extérieur $\frac{1}{20}$, afin de dégager son contenu inférieur à mesure qu'il pénétrait dans des couches nouvelles du sous-sol.

L'augmentation du fruit extérieur des massifs était commandée par une autre considération qui ne permettait pas de conserver des fruits de $\frac{1}{20}$ primitivement projetés. Ne pouvant être sûr d'arriver à asseoir chaque massif à l'emplacement exact qu'il devait occuper, il fallait augmenter les fruits, de façon à obtenir ainsi un élargissement du massif au sommet, suffisant pour constituer une bonne base sur laquelle on pût déplacer, suivant les besoins, l'implantation des fûts ou parties apparentes des piles. C'est surtout pour la pile n° 1 que cette nécessité s'est fait sentir : le caisson, au fur et à mesure de son enfoncement, s'était déplacé parallèlement à lui-même, en sorte que si on n'avait pas eu au sommet du massif l'excès de largeur dû à l'augmentation du fruit, la pile eût été légèrement en porte à faux.

Pour la pile n° 3, cette circonstance s'est reproduite, mais à un degré moindre.

Pour la pile n° 2, au contraire, le caisson a pu être descendu rigoureusement à sa place, sans déviation appréciable.

Afin de compenser les augmentations de volume des massifs résultant de ces modifications, on ménagea à l'intérieur deux évidements rectangulaires, sortes de cheminées de $1^m,50$ de longueur et 2 mètres de largeur, réservant entre elles une cloison en maçonnerie de 2 mètres d'épaisseur et laissant vers la périphérie de ces massifs une épaisseur de maçonnerie d'au moins 2 mètres. Dans le même but, on décida qu'au-dessus du niveau de l'eau, à la cote 54 mètres, la partie supérieure du massif serait établie en retraite, de $0^m,46$ à $0^m,53$, et avec un fruit de

$\frac{1}{20}$. Cette modification procurait une diminution de volume plus considérable que les évidements, mais elle ne put être réalisée, parce qu'elle aurait rendu le fonçage plus difficile et occasionné probablement la dislocation et le déversement de la partie du massif de maçonnerie supérieure.

Tant que dura le fonçage, on dut donc conserver les fruits extérieurs de $\frac{1}{40}$, et ce ne fut que lorsque le caisson fut arrêté sur la couche de craie, qu'on put songer à réduire la section horizontale des piles, en établissant des retraites aussi bas d'ailleurs que le permit la profondeur de la fouille à ciel ouvert existant autour de chaque pile.

Le marché stipulait que les massifs seraient exécutés intégralement en maçonnerie de meulière caverneuse, à l'exclusion des meulières caillasses, jugées beaucoup trop lourdes, avec mortier de chaux hydraulique naturelle, provenant de l'usine Convert et Maugras, à Ville-sous-la Ferté (Aube), ou de l'usine Trouillet, des côtes d'Alun, dans la Haute-Marne. Ces chaux devaient peser au moins 625 kilogrammes par mètre cube.

En exécution, l'entrepreneur employa exclusivement la chaux Trouillet, qui avait d'ailleurs approvisionné autrefois les chantiers du grand viaduc de Chaumont. Des essais nombreux de cette chaux furent faits chaque jour, et le relevé de tous les résultats de ces essais, soigneusement consignés sur un registre spécial, montra qu'elle faisait prise sous l'eau, très régulièrement, entre 36 et 80 heures. Les mortiers devaient être composés, par mètre cube, de 350 kilogrammes de chaux en poudre, correspondant à $0^{m3},45$ de chaux en pâte ferme, et de $0^{m3},90$ de sable de Seine. Le sable d'alluvion était proscrit, en raison de la difficulté d'en obtenir des fournitures constantes sous le rap-

port de la pureté; enfin, il devait entrer $\frac{4}{10}$ de mortier par mètre cube de maçonnerie.

Le prix à forfait de chaque mètre cube du massif de fondation des trois piles, exécuté dans les conditions qui viennent d'être indiquées, fut établi par l'entrepreneur à 80 francs. Il s'appliquait aux massifs descendus et mis en place sur le banc de craie, à la cote prescrite par le marché, et comprenait l'exécution des fouilles, le fonçage des puits, l'extraction et le transport des déblais à 100 mètres de distance, les frais d'occupation temporaire de terrains pour le dépôt de ces déblais, la fourniture et la mise en place du caisson, l'exécution des maçonneries, enfin, toutes les fournitures et mains-d'œuvre, frais d'outils, de matériel de transport, de machines, échafaudages, ponts de service, les droits d'octroi, les redevances pour réparation de chemins dégradés par les transports, les locations de terrains nécessaires à l'installation des chantiers, enfin, les faux frais, le bénéfice et toutes les sujétions quelles qu'en pouvaient être la nature et la cause, sujétions dont l'entrepreneur devait se rendre compte, préalablement au dépôt de sa soumission.

Description du caisson. — Les caissons employés pour la fondation des trois piles étaient identiques.

Chacun d'eux se composait de deux parties principales : 1° le caisson proprement dit ou chambre de travail, 2° le plafond (Pl. 27, *fig.* 5 et 6).

1° *Caisson proprement dit.* — En plan, le caisson était rectangulaire; ses angles etaient arrondis. A la partie inférieure, c'est-à-dire au niveau du couteau, il avait 12 mètres de longueur sur $6^m,60$ de largeur; à la partie supérieure, c'est-à-dire au-dessous du plafond, ces dimensions étaient réduites à $11^m,80$ de longueur sur $6^m,40$ de largeur. Ses parois verticales présentaient dans tous les sens un fruit de $\frac{1}{20}$. Sa hauteur entre le dessous du couteau

et celui du plafond était de 2 mètres; la hauteur du plafond étant elle-même de $0^m,65$, il en résultait que la distance verticale entre le couteau et la première assise des meulières formant le massif était de $2^m,65$. Les tôles composant les parois du caisson avaient $0^m,006$ d'épaisseur. Le couteau qui pénétrait à l'intérieur des terres et déterminait la descente du caisson, formait le pourtour de sa partie inférieure. Sa hauteur était de $0^m,20$ et son épaisseur de $0^m,016$.

Pour empêcher les parois du caisson de se déformer sous les pressions latérales, on avait d'abord raidi le couteau au moyen d'une cornière de $\frac{100 \times 100}{12}$, puis on avait armé ces parois de vingt-six contre-fiches verticales faisant saillie moyennement de $0^m,45$; enfin, on avait entretoisé transversalement les deux plus grandes faces du caisson, au moyen de deux arcs en tôle, formés d'une âme de $0^m,005$ d'épaisseur et de cornières d'extrados de $\frac{50 \times 50}{5}$. Ces arcs, qui avaient $6^m,40$ de corde, $1^m,75$ de flèche et $0^m,25$ de hauteur à la clef, étaient placés entre les deux cheminées, à droite et à gauche de l'axe transversal; ils étaient distants entre eux de $1^m,09$. Quant aux contre-fiches verticales, elles affectaient à peu près la forme d'un triangle rectangle, dont le plus grand côté, ayant $1^m,95$ de hauteur, était fixé sur les parois verticales du caisson, et dont le plus petit côté, ayant $0^m,90$ de largeur, était rivé sur les tôles du plafond. Ces contre-fiches étaient composées d'une tôle pleine de $0^m,005$ d'épaisseur, entourée de cornières de $\frac{65.65}{8}$: elles étaient espacées, d'axe en axe, de $1^m,09$ dans le sens longitudinal du caisson, et de $1^m,066$ dans le sens transversal. Elles étaient réunies entre elles, à mi-hauteur, par une tôle de $0^m,004$, armée de cornières de $\frac{65.65}{8}$. Entre ces contre-

fiches on exécuta une maçonnerie de meulière hourdée au ciment, afin de raidir les parois du caisson et de les empêcher de se déformer pendant la descente (Pl. 27, *fig.* 7). Cette maçonnerie était appareillée en forme de voûtes verticales s'appuyant, à leur naissance, sur les cornières rivées aux bords des contre-fiches.

2° *Plafond.* — Le plafond du caisson était constitué par dix poutres en tôle de $6^m,40$ de longueur, dont huit portaient à leurs deux extrémités sur les contre-fiches dont on vient de parler; les deux autres, celles du milieu, reposaient sur les deux grands arcs qui entretoisaient le caisson. Ces poutres, formées d'une âme de $\frac{0^m,650}{5}$ et de 4 cornières $\frac{65 \times 65}{8}$, étaient espacées de $1^m,09$. Leurs dimensions avaient été calculées de façon à ce qu'elles pussent, pendant le fonçage, supporter la charge de tout le massif de maçonnerie qui devait les surmonter ; sur leur semelle inférieure, était rivée une grande tôle horizontale de $0^m,006$ d'épaisseur, ayant $11^m,80$ de longueur sur $6^m,40$ de largeur, qui formait le plafond de la chambre de travail et qui était également fixée par des cornières aux parois de cette chambre.

Les intervalles compris entre les poutres furent remplis avec du béton, pour établir la solidarité de ces poutres et assurer par là la parfaite rigidité du dessus du caisson. C'est sur cette couche de béton qu'on établit la maçonnerie de meulière caverneuse constituant le massif de fondation des piles.

Le plafond, tel qu'il vient d'être décrit, était percé de deux ouvertures de $1^m,05$ de diamètre formant la base des cheminées par lesquelles on arrivait à la chambre de travail. Ces ouvertures, placées de chaque côté des arcs métalliques dont on a déjà parlé et à $2^m,18$ à droite et à gauche de l'axe transversal du caisson, étaient ainsi distantes entre elles de $4^m,36$ d'axe en axe. C'était sur ces orifices, dont les parois étaient formées d'un manchon en tôle de

0^m,006 d'épaisseur, que devait s'adapter la tubulure continue en tôle, s'élevant jusqu'aux écluses à air, dans le cas où l'on aurait été obligé d'employer l'air comprimé pour opérer le fonçage du caisson.

Description du fonçage de la pile n° 2 et des accidents survenus pendant cette opération. — L'entrepreneur mit la main à l'œuvre dès le 8 juin 1878, en commençant par la pile n° 2, dont le fonçage, eu égard à l'absence de couches calcaires dans le thalweg de la vallée, paraissait devoir présenter plus de facilité et se prêter plus commodément à une reconnaissance des difficultés de l'opération. On ouvrit d'abord, à l'emplacement de la pile, une fouille assez grande pour y recevoir le caisson et permettre le rivetage de tôles qui devaient le constituer; par-dessus, on installa un échafaudage devant servir à la manœuvre des bennes.

On entreprit le même travail, pour la pile n° 1, vers le 20 juin. En même temps, on procédait aux diverses installations du chantier et aux approvisionnements de matériaux. Le chemin existant dans le fond de la vallée n'étant pas très bon, la plus grande partie des approvisionnements se fit par le haut, c'est-à-dire par la route nationale n° 190. On dut donc établir tout d'abord une voie ferrée en plan incliné, sur le côté gauche de l'emprise, partant de cette route et aboutissant au fond du val. Un grand tambour de 1^m,60 de diamètre, actionné par une locomobile de 10 chevaux de force, installée au haut du plan incliné, servit à remonter, au moyen de câbles en fils de fer, de 0^m,027 de diamètre, les wagons chargés des déblais extraits des fouilles des piles, et à redescendre les approvisionnements de meulières ou de chaux amenés par la route. Ce plan incliné, commencé le 20 juin, fut terminé le 26 juillet.

Les fers d'un premier caisson arrivèrent enfin sur le chantier le 6 juillet; on en commença immédiatement l'assemblage et le rivetage au fond de la fouille préparée

à l'emplacement de la pile n° 2, et dont la profondeur en contre-bas du sol naturel était de 1^{m},85. La partie supérieure du caisson n'était plus alors qu'à 1^{m},15 au-dessus du sol naturel, en sorte que le montage des matériaux destinés aux maçonneries que l'on devait exécuter pardessus ce plafond, était peu important. C'est là un des avantages de ce mode de fondation ; toutes les maçonneries se faisant toujours au niveau du sol, les frais d'approche des matériaux sont aussi réduits que possible.

Le montage du caisson exigea 17 jours et fut terminé le 24 juillet. On commença immédiatement, entre les contrefiches, une maçonnerie de meulière brute hourdée avec du mortier additionné de 100 kilogrammes de portland. Ce garnissage, qui exigea 3 jours de travail, avait pour effet, on l'a déjà dit, de raidir les parois de la chambre de travail et de lui permettre de résister plus efficacement aux pressions des couches traversées. On verra plus loin de quel secours fut ce garnissage lorsque le caisson arriva dans les couches d'argile plastique franche.

Enfin on exécuta dans l'espace compris entre les poutrelles du plafond du caisson, sur 0^{m},80, le massif dont on a déjà parlé. Ce béton fut fait au mortier de chaux hydraulique, additionné seulement, par mètre cube, de 100 kilogrammes de portland.

Le 28 juillet, soit 4 mois après l'adjudication, le caisson de la pile n° 2 était complètement terminé et prêt à fonctionner. Il avait fallu, pour l'amener à ce point, 25 jours environ. On avait d'ailleurs, dans cet intervalle, mis en position dans son hangar la locomobile de 8 chevaux destinée à l'extraction des déblais de cette même pile ; on avait complété les approvisionnements de meulière et de chaux et posé les conduites destinées au refoulement de l'eau puisée dans les puits du val, sur les différents points du chantier, pour l'alimentation des manèges à mortier et des locomobiles.

Tous les préparatifs étant terminés, on commença le 28 juillet les fouilles à l'intérieur du caisson. On ne travailla que le jour, mais à partir du 23 août, on fut forcé, pour gagner du temps, de travailler jour et nuit.

Pour la pile n° 2, on put se passer de l'air comprimé, les bennes employées au déblai ayant pu suffire à l'épuisement des eaux contenues dans les sables glaiseux. Ce ne fut que pour les piles 1 et 3 que l'emploi de l'air comprimé fut nécessaire.

L'extraction des déblais à l'air libre se fit pour la pile n° 2 au moyen de deux bennes en tôle de $0^{m},75$ de hauteur et $0^{m},75$ de diamètre, pesant vides 125 kilogrammes et cubant environ $0^{m3},33$. Ces bennes montaient et descendaient chacune dans les deux cheminées ménagées à l'intérieur du massif de maçonnerie. Pour les manœuvrer, on avait installé par-dessus la fouille et le caisson un échafaudage formé de deux fermes rectangulaires reposant sur le sol naturel, un peu en arrière des bords de la fouille, au moyen de larges plateaux et de coins en bois qui en permettaient le relevage chaque fois que le fonçage du caisson provoquait des tassements du sol. Chaque ferme était composée de deux arbalétriers en sapin de $\frac{27}{27}$ d'équarrissage, reliés entre eux par deux cours de moises horizontales, établis à deux niveaux différents, le premier à $5^{m},50$ environ, le deuxième à $10^{m},50$ au-dessus du sol. Les fermes étaient ensuite reliées entre elles par d'autres moises et portaient une couverture en planches destinée à abriter de la pluie les ouvriers et les maçonneries du massif de fondation.

Le cours des moises supérieures qui avaient $\frac{30}{20}$ d'équarrissage portait les coussinets de deux grandes poulies à gorge, placées au-dessus et dans l'axe des cheminées du massif. C'était sur ces poulies que passaient les deux ex-

trémités d'un câble en fils de fer de 0m,02 de diamètre, qui allait s'enrouler par le milieu de sa longueur sur un tambour de 1m,50 de diamètre, actionné par une locomobile de huit chevaux. A chaque extrémité du câble, était suspendue une benne, en sorte que lorsqu'une benne montait dans l'une des cheminées, la seconde descendait dans l'autre. On renonça bien vite à cette disposition, parce qu'il fallait attendre qu'une benne fût chargée dans le fond du caisson, pour faire redescendre la seconde benne vide ; on s'attacha au contraire, pour les deux autres piles, à assurer une indépendance complète entre les deux bennes de chaque cheminée.

Le cours des moises inférieures de l'échafaudage servait à porter un plancher en madriers, percé au droit des cheminées du massif, de deux ouvertures destinées au passage des bennes, et sur lequel se tenaient les ouvriers employés à la vidange des déblais remontés.

A la pile n° 1, chaque benne était actionnée par un treuil distinct et aux autres piles, on employa, au contraire, un treuil double commandé par un seul et même arbre de couche. Dans tous les cas, ces treuils étaient munis d'embrayages à cônes de friction, au moyen desquels on déterminait le montage des bennes ou on en modérait la descente.

Les manœuvres, qui se commandaient d'ailleurs à coups de sifflet ou de corne, s'effectuaient alors de la façon suivante : lorsque les bennes étaient arrivées au fond de la fouille, à l'intérieur du caisson, on en opérait le chargement. En embrayant le treuil, on les élevait ensuite un peu au-dessus d'un plancher en madriers, établi dans l'échafaudage. A l'aide d'un palan, on les attirait en dehors de l'ouverture qui leur avait livré passage à travers le plancher de l'échafaudage et on les faisait basculer. Les déblais qui étaient ainsi renversés sur le plancher étaient ensuite repris à la pelle et jetés dans les wagons stationnant sur la

voie de service, établie le long de l'emprise et en contrebas de l'échafaudage. Ces wagons étaient ensuite conduits à bras d'homme jusqu'à l'origine du plan incliné, et remorqués par le câble et les engins mécaniques installés au haut de ce plan ; puis on les envoyait, au moyen d'une plaque tournante, sur la voie de la décharge qui était établie en dehors du chantier.

La vidange des bennes qu'on vient de décrire, était trop primitive et ne permettait pas d'activer assez le travail des fouilles à l'intérieur du caisson ; elle devint du reste tout à fait impraticable, quand les déblais commencèrent à contenir de l'eau, parce que, dans le déchargement, cette eau passait à travers le plancher, inondait et délavait les maçonneries du massif de fondation qui s'exécutaient au-dessous. On dut chercher autre chose et on imagina alors le système suivant, qui fut employé jusqu'à la fin des travaux et tant qu'on put opérer le fonçage à l'air libre :

On ferma les deux ouvertures du plancher par lesquelles passaient les bennes, au moyen de trappes à deux vantaux, et on établit sur le plancher, dans le sens de la plus grande longueur de la pile, c'est-à-dire, perpendiculairement à l'axe du viaduc et de la voie de service du plan incliné, deux petits rails qui se prolongeaient également sur les trappes et qui étaient destinés à porter un petit wagonnet sans caisse. Celui-ci, formé de deux longrines, montées sur quatre roues, n'était qu'à $0^{m},15$ de hauteur du plancher. Lorsque la benne, pleine de déblai et d'eau, était arrivée à un mètre au-dessus du plancher, on rabattait immédiatement les trappes, on faisait avancer le wagonnet sous la benne qu'on descendait ensuite légèrement jusqu'à la faire reposer sur le wagonnet ; celui-ci était alors poussé à bras jusqu'à la limite du plancher, près de la voie de service du plan incliné, et là, au moyen d'une barre de bois soulevée par deux ouvriers, on faisait basculer la benne qui se renversait complètement ; elle était re-

tenue cependant par un heurtoir placé à l'avant du wagonnet (Pl. 27, *fig.* 3, 4 et 9). De cette façon, tous les déblais et l'eau que contenait la benne se déversaient par un couloir incliné en tôle, dans le wagon placé sur la voie de service. L'eau finissait par s'écouler à travers les planches du wagon où la terre seule restait.

Cette petite installation fut réalisée le 1er septembre et, à partir de ce moment, l'extraction des déblais qui était restée limitée par journée de travail, depuis l'origine des fouilles, à 60 bennes, correspondant à un cube moyen de 20 mètres cubes, put être portée à 200 bennes par 24 heures. Il était grandement temps que cette amélioration fût réalisée, car on était arrivé dans les sables glaiseux très aquifères, et la benne remontait plus d'eau que de déblais, en sorte que les 200 bennes ne produisaient qu'un volume de déblais de 30 mètres cubes pour 36 mètres cubes d'eau enlevés.

Ce n'était pas, du reste, le seul inconvénient que présentassent ces sables glaiseux ; ils étaient tellement fluides et peu consistants, que le caisson s'y enfonçait beaucoup trop facilement, quelquefois même subitement, en sorte qu'on était obligé de prendre les plus grandes précautions pour que les ouvriers ne fussent pas emprisonnés entre le fond de la fouille et le plafond du caisson. On fut assez heureux pour éviter tout accident de ce côté. Mais, par contre, on éprouva des retards notables. Ainsi, pendant longtemps, les ouvriers ne purent plus pénétrer dans la chambre de travail ; il fallut se contenter de draguer dans les cheminées le sable que le poids du caisson y faisait refluer ; aussi le cube extrait, était-il forcément réduit. Pour faire cesser cette situation, on suspendit momentanément l'exécution des maçonneries, qui chargeaient trop le dessus du caisson et qui avaient alors une hauteur totale de $7^m,75$. On ne put malheureusement pas mettre à profit ce moyen pendant longtemps, car le dessus du caisson se trouva bientôt en

contre-bas du sol naturel, et, en continuant à foncer le caisson sans monter en même temps la maçonnerie, on s'exposait à provoquer, comme cela a eu lieu fréquemment, des éboulements du sol aux abords de la fouille, par suite des tassements des échafaudages et surtout des déformations de la chemise en tôle qui protégeait, pendant la descente, les maçonneries du massif de fondation contre les frottements des couches de terrains traversés.

Cette situation dura tant qu'on fut dans la couche des sables fluides aquifères qui, malheureusement, avaient une épaisseur totale de $12^{m},40$. Ce ne fut que le 8 septembre seulement, que les ouvriers purent commencer à s'engager un peu dans la chambre de travail. On se borna alors à dégager les abords des deux cheminées, en laissant le caisson porter encore par son plafond sur tout son pourtour. On put ainsi gagner assez de place pour installer quelques ouvriers dans le caisson ; cela ne permit pas d'activer beaucoup le travail ; mais, comme on n'était plus loin de la couche d'argile plastique qui devait offrir un appui plus résistant, on préféra, pour éviter tout accident, marcher de la sorte jusqu'à ce qu'on fût arrivé à cette couche. On y parvint enfin le 22 septembre. Le caisson commença alors à s'enfoncer moins facilement et on en profita pour dégager un peu plus, sans pouvoir toutefois le faire complètement, la chambre de travail, et pour y augmenter le nombre des ouvriers. Sept à huit hommes purent y travailler à l'aise. Grâce à cette circonstance, grâce surtout à ce que le couteau du caisson se trouvant engagé dans une couche imperméable, les eaux imbibant les sables aquifères ne pouvaient plus pénétrer dans l'intérieur du caisson, on put presque tripler l'avancement du travail et arriver à une descente journalière du massif de $0^{m},53$. C'était un grand progrès. Tant qu'on s'était trouvé dans les sables glaiseux, même avec les améliorations apportées à l'extraction des déblais, on n'avait jamais pu obtenir qu'un enfoncement

moyen journalier, de $0^m,20$ à $0^m,21$, et de $0^m,46$ par 24 heures, lorsqu'on avait organisé un service de nuit. En moyenne et depuis l'origine, l'enfoncement n'avait été que de $0^m,28$ par jour.

On avait entrevu la possibilité, lors de la rédaction des projets, d'arrêter les caissons, et par suite d'asseoir la fondation des piles sur la couche d'argile plastique franche, qu'on savait exister à la cote $40^m,15$. Lorsqu'on eut atteint cette couche, on put facilement se rendre compte que cette prévision n'était pas réalisable. En effet, on a déjà dit que l'on n'avait pas pu dégager complètement la chambre de travail et qu'on avait dû continuer à laisser porter le plafond du caisson à ses deux extrémités sur des massifs de terre qu'on n'osait pas enlever, car aussitôt qu'on y touchait, le caisson s'enfonçait de nouveau. On avait alors été obligé de soutenir le plafond du caisson par des étais verticaux s'appuyant sur l'argile au moyen de très forts et larges plateaux en bois. On avait espéré qu'en multipliant suffisamment ces étais, on pourrait dégager complètement la chambre de travail ; on n'y parvint pas complètement, et lorsqu'on eut placé tous les étais qu'on pouvait établir, eu égard à la place dont on disposait, on constata que le caisson n'en continuait pas moins à s'enfoncer.

Or, à ce moment, le caisson portait déjà sur l'argile, tant par la cornière de son couteau que par les plateaux des étais, sur une surface de 24 mètres carrés, soit près du tiers de la surface totale de sa base, et cependant à ce même moment, il ne supportait que la *moitié* de la charge complète qu'il devait porter une fois le viaduc terminé ; en sorte que lorsqu'on eut achevé l'ouvrage, on n'eût pu augmenter la solidité de la fondation que dans la proportion de 3 à 1, alors que la charge eût augmenté dans la proportion de 2 à 1. Or, rien ne prouvait que cette marge fût suffisante, puisque, même avec une pression moitié de celle correspondant à la charge totale et une base

d'appui égale au $\frac{1}{3}$ de la base totale, le massif s'enfonçait toujours assez facilement. On ne voulut donc pas se risquer à s'asseoir sur l'argile plastique. La même expérience renouvelée lorsqu'on arriva à la cote 35 mètres, à la rencontre des premières couches de conglomérats formés de rognons calcaires empâtés dans l'argile plastique, donna des résultats analogues. On renonça dès lors d'une manière définitive à arrêter le massif de fondation sur les argiles, et on prit le parti d'aller jusqu'à la craie.

A dater du moment où le caisson fut engagé dans les argiles étanches et où, par suite, on fut débarrassé complètement des eaux, on put porter l'enfoncement du massif par vingt-quatre heures à $0^m,40$; mais, à mesure que l'on s'approchait de la craie, la proportion d'argile enveloppant les conglomérats diminuait de plus en plus, et la grosseur des nodules calcaires augmentait en même temps. Ceux-ci avaient une dureté qui rendait la fouille presque impossible. Aussi l'avancement du fonçage ne fut-il plus, jusqu'à la fin de l'opération, que de $0^m,27$ par vingt-quatre heures.

On était arrivé le 13 octobre à la cote $33^m,10$ quand on s'aperçut que le caisson, qui n'avait éprouvé jusqu'alors aucune déformation dans sa descente, commençait à se déprimer légèrement. Tout d'abord on remarqua que les deux arcs intérieurs qui l'entretoisaient transversalement par le milieu, s'étaient ployés sous l'influence d'une cause ayant déterminé le rapprochement des naissances de ces arcs. Cet effet s'aggrava au point de briser les cornières formant les semelles de ces arcs, et le 16 octobre, les cornières du couteau inférieur du caisson, qui tout d'abord s'étaient seulement cintrées horizontalement sur les milieux des grands côtés, commencèrent à se déchirer. Quelques rivets sautèrent. En même temps, la tôle du plafond de la chambre de travail se gondola et se détacha sur quelques

points du massif de béton qui la surmontait. Enfin quelques filets d'eau firent irruption dans la chambre de travail par les fissures qui s'étaient produites dans ses parois. Les déformations des arcs étant dues à l'action des poussées extérieures horizontales, développées à leur naissance, on pensa seulement à les arrêter, en combattant ces poussées au moyen d'étais en bois horizontaux, placés sous la corde de l'arc; mais on ne put passer par les cheminées, des pièces de bois assez longues pour réaliser ces étaiements. On entretoisa alors les deux arcs entre eux pour les rendre solidaires, espérant leur donner ainsi la force de mieux résister aux poussées horizontales qui les faisaient ployer. Ce fut insuffisant. Cet insuccès commençait à inspirer d'autant plus d'inquiétude que le caisson n'était pas encore arrivé sur des couches de conglomérats assez exempts d'argile pour pouvoir former une bonne base de fondation. On savait, d'après les sondages d'études, qu'on ne devait trouver cette base solide qu'à la cote $30^m,00$ environ, et, comme le 13 octobre, jour où avaient commencé les déformations, on n'était qu'à la cote $33^m,10$, c'était encore de $3^m,10$ que l'on avait à descendre. Dans cette situation, on n'avait plus d'autre parti à prendre que de passer outre et de continuer le fonçage, mais en lui imprimant une rapidité plus grande, afin de ne pas être interrompu par un nouvel accident. Quoique ce travail ne fût pas facile en raison surtout de ce que les ouvriers se décidaient difficilement à rester au fond d'un caisson qu'ils regardaient comme disloqué, on était arrivé à descendre la fouille de $2^m,25$ en sept jours, soit en moyenne de $0^m,32$ par jour, chiffre qu'on avait été loin d'atteindre jusqu'alors, en raison de la dureté du terrain à fouiller. Le 19 octobre, on avait atteint la cote $30^m,85$ et rencontré une couche de craie grise marneuse très compacte; après y avoir pénétré de $0^m,40$, on reconnut que cette craie offrait toutes les garanties désirables pour servir

d'assise au massif de fondation. Le couteau ou tranchant du caisson, qui jusqu'alors avait pénétré assez facilement dans les conglomérats qu'on venait de traverser, s'était en effet arrêté, dès le 18, sur cette craie grise, et toute la charge du massif de fondation, qui avait alors une hauteur totale de $21^{m},50$ et qui pesait plus de 2 millions de kilogrammes, portait uniquement sur ce tranchant sans écrasement appréciable de la craie et sans tassement sensible. Malgré cette épreuve, on voulut s'assurer qu'au-dessous de cette couche de craie, on ne trouverait plus de veines d'argile, comme on en avait rencontré jusqu'alors, et on fit exécuter un sondage au fond de la fouille. Ce sondage que l'on ne put pousser plus bas qu'à $3^{m},15$ en contre-bas du fond de la fouille, révéla la même nature de roche, compacte et exempte de toute trace d'argile. On se décida donc à fonder à la cote $30^{m},85$, soit $26^{m},27$ en contre-bas du sol. On dérasa la couche de craie bien horizontalement et on prit immédiatement des dispositions pour remplir de béton toute la chambre de travail. Les détails de cette dernière opération seront donnés plus loin.

Le fonçage proprement dit, commencé le 1er août, avait donc été complètement terminé le 19 octobre. Il avait duré deux mois et vingt jours, ce qui correspondait à une descente journalière de $\frac{24^{m},40}{80 \text{ jours}}$ soit $0^{m},305$.

Les poussées horizontales, qui avaient déformé le caisson, ne pouvaient être attribuées évidemment qu'au gonflement des argiles qui l'environnaient. Grâce à la conicité du massif de fondation, le caisson, qui avait fait sa trouée à travers les couches qu'il traversait, laissait entre les parois de cette trouée et celles du massif, un espace d'autant plus grand que le massif s'enfonçait davantage. Cet espace était rempli au fur et à mesure qu'il se produisait, par les sables glaiseux aquifères environnant le massif, et ceux-ci, grâce à cette circonstance, avaient pénétré à la suite du

caisson dans l'intérieur des argiles plastiques et y avaient amené de l'eau, laquelle avait provoqué le gonflement des argiles. La preuve que les choses se sont passées ainsi, c'est que l'eau qui avait cessé d'arriver dans le caisson aussitôt que celui-ci avait pénétré dans les argiles, y fit de nouveau irruption, lorsque des fissures se furent manifestées dans ses parois. On s'explique d'ailleurs très bien que les effets signalés ne se soient pas produits à partir du premier jour où le caisson s'est trouvé engagé dans les argiles. Tant que son enfoncement avait été assez rapide, le vide laissé entre la trouée opérée par le tranchant du couteau et le massif de fondation, qui s'agrandissait d'ailleurs constamment à raison de la conicité ou du fruit extérieur du massif, laissait un champ suffisant au développement du gonflement des argiles. Lorsqu'au contraire le caisson s'est trouvé arrêté ou ralenti dans sa descente et que l'espace libre que créait cette descente ne s'est plus produit, toute la poussée des argiles s'est fait sentir sur les parois du caisson et a amené leur dépression. Ce qui confirme cette explication, c'est que lorsqu'on prit le parti, malgré les déformations du caisson, de continuer le fonçage et de le pousser vigoureusement, ces déformations restèrent permanentes et ne subirent aucune aggravation.

On résolut, dans tous les cas, de mettre à profit l'expérience acquise, en renforçant les caissons à employer pour les deux autres piles; dans ce but, on prit le parti de rendre solidaires les deux arcs intérieurs du caisson, en les reliant par des tirants en fer, adaptés aussi bien qu'on le put sur leurs semelles d'intrados, et en les garnissant, à l'intérieur, de maçonnerie de meulière hourdée au ciment, pareille à celle qu'on avait exécutée entre les contrefiches. Cette consolidation produisit de bons effets qui ne furent pas cependant suffisants. Pour que l'amélioration eût été radicale, il eût fallu prévenir le rapprochement des bords inférieurs du caisson, à la naissance des arcs, au moyen d'étais

solides. Mais outre qu'il n'était pas possible de faire pénétrer à l'intérieur de la chambre de travail, des pièces de bois assez longues pour former ces étais, il était à craindre que ceux-ci ne vinssent à gêner le fonçage, à cause de la résistance qu'ils auraient offerte à l'enfoncement de l'ensemble du système.

Exécution des maçonneries. — Il reste à dire un mot sur l'exécution des maçonneries.

Aussitôt que le caisson était terminé et mis en place, on commençait à monter sur le béton garnissant les intervalles existant entre les entretoises du plafond, la maçonnerie de meulières brutes qui devait constituer le massif de fondation du viaduc à établir, en réservant intérieurement les évidements ou cheminées prévues au projet et qui devaient servir au passage des bennes et des ouvriers. Autant pour guider le travail des maçons que pour préserver les parois extérieures de ce massif et faciliter son enfoncement au travers des couches de terrains qu'il devait traverser dans sa descente, on établissait une chemise en tôle très mince, formée d'une série de feuilles verticales de tôles désignées sous le nom de hausses. Ces feuilles avaient toutes $0^m,002$ d'épaisseur et 1 mètre de hauteur. La première hausse était fixée sur le rebord de la paroi verticale extérieure du caisson qui, à cet effet, dépassait le dessus du plafond de $0^m,28$; les autres étaient montées successivement au fur et à mesure de l'enfoncement du caisson et de l'exécution des maçonneries du massif. Elles étaient fixées ensemble au moyen de petits rivets posés à froid.

Afin de conserver à cette chemise le fruit et la forme qu'elle devait avoir, on la maintenait intérieurement par des cadres horizontaux en fer très légers, entretoisés dans les angles par des contre-fiches, et dans le sens vertical par des croix de Saint-André. Ces cadres, contre-fiches, ou croix de Saint-André, étaient formés de simples cornières $\frac{50 \times 50}{5}$

C'était, on le voit, extrêmement simple et économique. On pourra même trouver qu'il n'avait pas été prudent de ne donner à la chemise en tôle qu'une épaisseur de $0^{m},002$. C'est très probablement la première fois que l'on a essayé l'emploi de tôles aussi minces. Cela a cependant parfaitement suffi pour la pile n° 2, qui n'a pas eu à traverser des bancs de rocher. Pour les piles n°s 1 et 3, il eût été sans doute préférable d'augmenter cette épaisseur, afin de donner à la chemise plus de raideur et de résistance. On eût ainsi évité bien des ennuis et des accidents, et, tout compte fait, on n'eût pas augmenté la dépense d'une manière très sensible. Pour la pile n° 2, on crut même pouvoir se dispenser de conduire la chemise jusqu'au niveau du sol. On l'arrêta à la quatorzième hausse, soit à 14 mètres au-dessus du plafond du caisson. La maçonnerie supérieure du massif continua à descendre sans accident et en frottant sans intermédiaire contre les couches de terrains, d'ailleurs très meubles, qu'elle avait à traverser; quoiqu'il ne dût résulter de cette manière de faire aucun inconvénient, on jugea prudent, pour les deux autres piles, d'exécuter un enduit en ciment de Vassy sur la paroi extérieure du massif, à partir du point où elle cessait d'être protégée par la chemise en tôle, afin d'en prévenir la dislocation.

La maçonnerie n'était montée qu'au fur et à mesure des besoins, c'est-à-dire de l'enfoncement du caisson, ce qui permettait de l'exécuter toujours au niveau du sol, sans sujétion pour la descente ou l'élévation des matériaux; les hausses en tôle étaient toujours posées à l'avance, mais sur un rang seulement, afin de ne pas gêner l'approche des meulières ou du mortier.

Le travail des maçons fut très irrégulier et dut subir toutes les péripéties du fonçage. Tant que le caisson ne fut engagé que dans les couches supérieures et solides du sol, le montage de la maçonnerie put être poussé aussi activement que le permettait le nombre d'ouvriers qu'il était pos-

sible de placer sur une surface aussi restreinte que celle du massif. Au début, on put employer de huit à dix ouvriers par jour et faire de 18 à 20 mètres cubes de maçonnerie par semaine; à la fin du fonçage, lorsque le caisson se trouva engagé dans les argiles solides et étanches, on put exécuter de 29 à 30 mètres cubes par semaine; mais lorsque le caisson commença à pénétrer dans les sables glaiseux, il lui arriva souvent de descendre subitement et d'un seul coup de 0m,30 à 0m,40. Afin d'éviter ces secousses qui, outre le danger de dislocation du caisson ou du massif, pouvaient compromettre la sécurité des ouvriers occupés dans la chambre de travail, on fut obligé de ralentir considérablement et de suspendre même l'exécution des maçonneries, afin de réduire le plus possible la charge transmise sur le caisson. Mais alors il arriva que les hausses en tôle, n'étant plus épaulées intérieurement par la maçonnerie, s'affaissèrent sous la poussée latérale des terres provenant des éboulements des parois de la fouille à ciel ouvert. Pour remédier à cet état de choses, on dut soutenir ces hausses au moyen d'étais en bois, quand on ne pouvait pas se borner à monter la maçonnerie, seulement sur le pourtour du massif. Ces petits accidents n'eurent pas d'inconvénients sérieux à la pile n° 2, mais il n'en fut pas de même à la pile n° 3; ils eurent pour effet de donner à la paroi extérieure de la chemise et du massif, une surface irrégulière, présentant des creux ou des bosses dans lesquels des pierres ou des corps durs pouvaient venir se loger et provoquer, soit le déchirement de la chemise, soit un arrêt dans la descente de la partie supérieure du massif. C'est précisément ce qui arriva à la pile n° 3, comme on le verra plus loin. A ce point de vue encore, pour cette pile, il eût été bon que la chemise présentât plus de raideur et par suite qu'elle fût formée d'une tôle ayant au moins 0m,005 d'épaisseur.

En même temps que le massif s'enfonçait, il laissait, à

causé de son fruit extérieur ou de sa conicité, un certain vide entre les parois de la trouée qu'avait faite le couteau du caisson dans les terrains traversés. On avait soin de remplir ces vides au fur et à mesure qu'ils se produisaient; sans cela on eût provoqué les éboulements des bords de la fouille à ciel ouvert, et on a vu tout à l'heure les inconvénients qui en résultaient pour la chemise en tôle. On choisissait pour faire ce remplissage, des terres meubles faciles à pilonner et en même temps perméables. On craignait toujours en effet que, lorsque le massif serait déjà arrivé à de grandes profondeurs, les frottements latéraux fussent assez considérables pour arrêter la descente, et on voulait se réserver la possibilité de vaincre ces frottements en lubrifiant les parois extérieures du massif : on eût submergé les bords de la fouille, et l'eau pénétrant peu à peu dans les terres en contact avec les parois, les aurait rendues plus glissantes. En cas de besoin, on eût complété ces moyens par ceux que l'on emploie en pareil cas, tels que l'installation sur le dessus du massif, soit de grandes masses de moellons agissant par leur poids, soit de machines à vapeur agissant par la trépidation qu'elles impriment aux maçonneries qui les portent.

A la pile n° 2, on n'eut pas besoin de recourir à ces procédés, ainsi qu'on l'a vu, l'enfoncement du caisson s'étant toujours effectué avec des vitesses supérieures à celles qu'on aurait désirées.

A mesure que le massif descendait, on s'assurait qu'il conservait bien l'emplacement et les dimensions qu'il devait avoir. On avait à cet effet suspendu à la charpente extérieure, deux fils à plomb pendant à l'intérieur des cheminées et indiquant exactement l'axe de ces cheminées. C'était à ces fils à plomb qu'on rapportait les distances des parois extérieures du massif ou des cheminées, aux différents niveaux de la construction.

Enfin, pour descendre dans le caisson, on avait installé

dans les cheminées, des échelles en fer scellées dans les maçonneries. Elles furent enlevées à la fin des travaux.

Exécution du béton dans l'intérienr de la chambre de travail. — On a vu plus haut qu'on s'était décidé à arrêter la fondation à la cote $30^{m},85$ sur une couche de craie grise très compacte, et qu'on avait pris immédiatement les dispositions nécessaires pour remplir le caisson de béton. Le projet et le marché avaient supposé que cette partie du massif serait faite comme le reste en maçonnerie de meulières, sans exclure toutefois l'emploi du béton. Les accidents survenus au caisson firent donner la préférence au béton : il était en effet urgent de terminer au plus tôt la fondation et d'arrêter les déformations du caisson sous la pression des argiles ; dans ce but, on prescrivit de couler tout d'abord une couche de béton générale de $0^{m},80$ d'épaisseur, exclusivement fait au mortier de Portland sans addition de chaux, afin d'avoir un radier général capable de résister à bref délai aux poussées horizontales considérables qu'il aurait à subir. Ce béton fut composé d'un mètre cube de pierre cassée pour $0^{m3},60$ de mortier, et le mortier lui-même fut formé de 1 450 kilogrammes de Portland pour 3 mètres cubes de sable. L'adoption du béton présentait comme avantages de se prêter à un bourrage plus complet des angles et des parties rentrantes du caisson et de ne nécessiter aucun frais de descente de matériaux, ni aucune sujétion de main-d'œuvre. S'il eût fallu descendre avec des bennes, les meulières et le mortier nécessaires au remplissage de la chambre de travail, on n'eût certainement pas terminé ce remplissage avant un mois, tandis que le garnissage en béton n'exigea que 10 jours et aurait pu être terminé en 8 jours, si on n'avait pas été arrêté par le manque de matériaux.

Le béton était fabriqué sur un plancher établi au niveau du sol, au moyen d'une bétonnière suspendue dans l'une des cheminées du massif : on remuait grossièrement le

mélange de cailloux et de mortier, avant de le précipiter dans la bétonnière d'où il tombait jusqu'au fond de la cheminée, c'est-à-dire d'une hauteur de 25 mètres. Le tassement qu'il subissait en se choquant contre le sol de fondation avec la violence qu'il devait à cette chute, achevait le mélange de ses différents éléments. Il était repris par des ouvriers qui le portaient à la périphérie du caisson et l'établissaient en gradins. On le comprimait ensuite fortement contre les parois du caisson. Lorsque la première couche de $0^m,80$ d'épaisseur fut terminée, on en établit une seconde, puis une troisième que l'on comprima horizontalement lorsque l'on n'eut plus la possibilité de le faire verticalement ; on partait naturellement de la périphérie du caisson pour aller vers l'orifice des cheminées.

En vue d'assurer une liaison entre le béton et la maçonnerie des contrefiches, on avait eu soin de nettoyer, laver et dégrader celle-ci à vif.

Le plus difficile fut de garnir la partie de la chambre de travail comprise entre les deux arcs. Pour y arriver, on établit aux naissances, deux massifs de béton aussi élevés que possible, taillés en gradins et formant les coussinets d'une voûte que l'on vint exécuter après en meulières et ciment, de façon à garnir le dessous de l'intervalle des deux arcs. Chaque moellon de cette maçonnerie fut fortement coincé et serré au marteau. Il ne resta plus ensuite qu'à garnir de béton, en le bourrant fortement, la place qui restait vide sous les arcs, ce qui ne présenta aucune difficulté.

Lorsque toute la chambre de travail fut remplie de béton, on coupa au burin la partie de la tubulure en tôle qui débordait le plafond, on fit des arrachements dans les parois des cheminées sur 4 mètres de hauteur au-dessus du plafond du caisson, et tout cet intervalle, à partir de la chambre de travail, fut rempli par du béton solidement comprimé, et dont la liaison avec le massif de fondation

des cheminées fut aussi complète que possible, grâce aux arrachements qu'on avait exécutés dans les maçonneries de ce massif.

Le remplissage de la chambre de travail étant terminé le 2 novembre, il ne restait plus qu'à couvrir les évidements réservés à l'intérieur du massif, au moyen de deux voûtes ogivales de $2^{m},20$ de flèche et de $1^{m},50$ d'ouverture. Les génératrices de ces voûtes étaient parallèles aux grands côtés du rectangle formé par le vide des cheminées; aux deux bouts, les voûtes s'appuyaient sur les deux parois des cheminées montées verticalement. Cette partie des maçonneries, ainsi que le garnissage par-dessus, jusqu'à la cote $54^{m},80$, fut faite avec des mortiers additionnés de 50 kilogrammes de Portland par mètre cube, afin d'en hâter la prise. A partir de la cote $54^{m},80$, le massif de fondation fut établi en retraite, comme le prévoyait le projet, et jusqu'à la cote $56^{m},60$ où il fut arasé.

Le 25 novembre 1879, le massif de fondation de la pile n° 2 était complétement terminé et livré.

Il avait exigé pour sa construction 5 mois et 20 jours.

Il n'est pas inutile de résumer ici la durée des différentes opérations de la fondation :

Mise en train du chantier, construction du caisson à l'usine et installations diverses	2 mois, 16 jours.
Ouverture préalable de la fouille pour l'installation du caisson	1 mois.
Installation, montage et garnissage du caisson	20 jours.
Fonçage proprement dit	2 mois, 20 jours.
Remplissage en béton de la chambre de travail, fermeture des évidements et achèvement de la maçonnerie du massif	1 mois, 10 jours.

Le nombre des ouvriers employés par jour sur ce chantier, a varié de 36 au début, jusqu'à 90, et il y avait des

équipes de jour et de nuit pour l'extraction des déblais. On n'a jamais maçonné que pendant le jour.

Description du fonçage de la pile n° 1. — Les travaux de fondation de la pile n° 2 avaient été entrepris les premiers, parce qu'en raison de l'absence de couches calcaires dans le thalweg de la vallée, le fonçage du caisson de cette pile paraissait devoir être plus facile et permettait de reconnaître les difficultés de l'opération.

La pile qui fut attaquée en second lieu, fut celle portant le n° 1. On procéda d'abord comme à la pile n° 2. Le 20 juin on ouvrit la fouille à ciel ouvert, destinée à recevoir le caisson dont le montage ne commença que le 29 juillet pour être terminé le 14 août. Cette opération prit dix-sept jours, comme pour la pile n° 2.

A ce moment, les locomobiles et les échafaudages destinés à l'élévation des bennes n'étaient pas installés, et, comme le niveau du sol, à l'endroit de la pile n° 1, était à la cote 67, soit 10 mètres au-dessus du fond de la vallée, on prolongea à peu près de niveau jusqu'à la pile n° 1, la voie qui servait aux wagons de déblai de la pile n° 2, en la faisant pénétrer dans une cunette blindée. De cette façon, on put exécuter une partie des fouilles sous le caisson de la pile n° 1, non plus en enlevant les déblais dans des bennes, mais en les jetant au contraire directement dans les wagons stationnant sur le prolongement de voie dont on vient de parler et qui se trouvait en contre-bas du fond de la fouille de l'intérieur du caisson. On en avait été quitte pour ménager sur le côté gauche du caisson et en dehors du couteau, un passage débouchant dans la cunette et servant aux rouleurs de brouette. Une fois chargés, les wagons redescendaient jusqu'à l'origine du grand plan incliné où ils étaient ensuite remorqués par le câble, en haut du val, puis conduits à la décharge. Au bout de huit jours, on avait approfondi la fouille à $2^m,50$ en contre-bas du tranchant du caisson; jusqu'alors on avait laissé le caisson sûspendu sur

les bords de la fouille que l'on avait tenus à quelques centimètres en retraite sur le tranchant du caisson, afin que celui-ci conservât un point d'appui suffisant. Cela était possible, en raison de ce que les couches que l'on avait à traverser étaient formées de marnes ou de bancs calcaires solides exempts d'eau. Toutefois on ne jugea pas nécessaire ni prudent de poursuivre longtemps ce mode d'opérer, et, dès le 17 septembre, on songea à faire descendre le caisson de la hauteur de 2^{m},50 qui le séparait du fond de la fouille. Cette opération se fit facilement en chargeant le dessus du plafond et en émiettant les parois de la fouille sous le couteau ; la seule précaution à prendre consistait à dégager le dessous du couteau bien uniformément sur tout son pourtour et seulement sur 0^{m},03 à 0^{m},04 à la fois.

A partir de ce moment, on coula du béton entre les entretoises du plafond du caisson, et on exécuta la maçonnerie entre les contre-fiches de ses parois latérales, afin de les raidir, en même temps que l'on montait par-dessus les premières maçonneries du massif de fondation de la pile.

On continua ensuite le fonçage du caisson d'après le procédé ordinaire, en approfondissant la fouille et en montant en même temps la maçonnerie du massif. Tant qu'on resta dans des marnes ou calcaires feuilletés, le fonçage avança de 2^{m},30 à 2^{m},50 par semaine, soit de 0^{m},35 par jour ; plus tard, quand on arriva dans les bancs calcaires durs dont quelques-uns durent être attaqués à la poudre, cet avancement fut réduit à 0^{m},25 par semaine, puis porté successivement, grâce à l'organisation d'un service de nuit, à 0^{m},65 et 1^{m},90 jusqu'au 26 octobre, époque à laquelle on fut arrêté par l'abondance des eaux. Le couteau du caisson était alors arrivé à la cote 54,50. On n'était donc descendu depuis le commencement du travail, c'est à dire depuis le 9 septembre, que de 8^{m},50, ce qui ne faisait qu'un avancement moyen de 1^{m},21 par semaine ou de 0^{m},18 par jour. C'était relativement peu, mais on doit remarquer que l'on

s'était trouvé constamment dans des couches calcaires plus difficiles à fouiller que celles que l'on avait trouvées à la pile n° 2.

A partir du moment où l'on rencontra une nappe d'eau abondante, alimentée par les filtrations se produisant entre les bancs de rocher, on dut organiser un service régulier d'épuisement, et comme on avait terminé au-dessus de la pile, les échafaudages destinés à la manœuvre des bennes, lorsqu'il ne serait plus possible de continuer l'extraction des déblais par le dessous du caisson, on s'en servit pour enlever les eaux ; seulement cet épuisement à la benne, qui avait d'abord pour effet d'inonder et de délaver les maçonneries, devint bientôt insuffisant, malgré l'adjonction de pompes Letestu. Le 26 octobre, on arrivait à épuiser 40 mètres cubes d'eau à l'heure, sans pouvoir mettre la fouille à sec. On fut donc forcé d'employer l'air comprimé, et, en attendant l'arrivée des écluses et des machines soufflantes, tous les efforts furent reportés sur la pile n° 3.

On se rappelle que les caissons des trois piles avaient été disposés de façon à permettre, en cas de besoin, l'adaptation des appareils à air comprimé, sur les tubes en tôle qui traversaient le plafond du caisson dans l'axe des évidements. On monta donc sur le caisson de cette pile, deux colonnes ou cheminées en tôle à joints étanches, aux sommets desquelles furent placées des écluses à air. Ces colonnes étaient formées par la superposition d'une série de viroles de 1 mètre de diamètre intérieur et de 2 à 3 mètres de hauteur que l'on réunissait les unes aux autres au moyen de boulons. Dans ce but, chaque virole portait, à ses deux extrémités et intérieurement, un rebord formé par une simple cornière cintrée, percée, de distance en distance, de trous dans lesquels passaient les boulons destinés à rapprocher et à relier deux viroles consécutives; on rendait ensuite ce joint étanche à l'air comprimé, en interposant entre les deux ailes des cornières une garniture

en caoutchouc. Chaque virole portait en outre avec elle et intérieurement, sur toute sa hauteur, une échelle en fer pour les ouvriers.

Quant aux écluses à air, elles présentaient les dispositions ordinaires (Pl. 27, *fig.* 1 et 2). Elles se composaient d'une chambre centrale cylindrique, en communication constante et directe avec le caisson, par la cheminée en tôle, et toujours remplie d'air comprimé ; un arbre horizontal traversait par le moyen de boîtes à étoupes la partie supérieure de cette chambre ; il portait extérieurement une poulie à gorge, actionnée au moyen d'un câble métallique, par la locomobile qui servait jusqu'alors au montage des bennes. L'arbre portait à l'intérieur de la chambre à air, un tambour sur lequel passait une courroie folle sans fin, enroulée sur un manchon placé parallèlement et directement au-dessus de l'axe de la cheminée en tôle. C'était sur ce tambour que s'enroulait une corde portant les seaux destinés à l'extraction des déblais du caisson. Un tendeur sur lequel agissait l'ouvrier qui restait constamment dans la chambre à air, servait à communiquer le mouvement de l'arbre au manchon et à produire l'ascension des seaux. Lorsque l'action exercée sur le tendeur cessait, les seaux descendaient naturellement au fond des cheminées.

Deux chambres, de dimensions plus faibles, étaient accolées, de chaque côté, à la chambre centrale à laquelle elles communiquaient par deux petites portes, munies de garniture en caoutchouc, et dans chacune desquelles il y avait egalement un ouvrier.

Le tuyau de refoulement d'air comprimé, venant de la machine soufflante, aboutissait à la chambre centrale.

Celle-ci était en communication permanente, au moins avec l'une des chambres latérales qui servait à recevoir les déblais remontés par les seaux. Quand celle-ci était pleine de terre, l'ouvrier qui s'y trouvait, fermait la porte qui

la mettait en communication avec la chambre centrale, laissait échapper l'air comprimé et ouvrait ensuite la porte extérieure pour jeter dehors tous les déblais qui étaient accumulés dans cette chambre. Pendant ce temps, c'était la seconde chambre latérale qui emmagasinait les déblais sans cesse remontés par les seaux, de telle sorte que pendant qu'une de ces chambres se vidait, l'autre se remplissait.

Au sortir des chambres, les déblais tombaient sur un plancher d'où ils étaient repris pour être jetés dans les wagons de la voie en cunette.

La maçonnerie s'élevait au fur et à mesure que le caisson s'enfonçait. Lorsqu'elle atteignait le niveau des écluses à air, on remontait celles-ci au moyen de palans fixés à la partie supérieure de l'échafaudage installé au-dessus de la pile, et on allongeait la colonne en tôle, de deux ou trois longueurs de tube. On replaçait ensuite les écluses pour continuer le fonçage.

Ce ne fut que le 11 novembre que ce système commença à fonctionner pour l'une des cheminées, et cinq jours après pour la seconde. Cette installation avait exigé en moyenne dix-sept jours. On travailla jour et nuit. Tout d'abord on ne parvint à extraire que 7 à 8 mètres cubes de déblais par vingt-quatre heures et par écluse, ce qui correspondait à un enfoncement de $0^m,80$ par semaine, soit $0^m,10$ seulement par vingt-quatre heures. Quand les deux écluses fonctionnèrent, on put arriver à un enfoncement maximum de $0^m,35$, mais ce chiffre ne fut pas atteint d'une manière continue.

La pression de l'air à l'intérieur du caisson se maintint au début, à 1 atmosphère 6 dixièmes. La fouille était à la cote $54^m,30$, soit $12^m,70$ en contre-bas du sol, mais seulement à 1 mètre environ en contre-bas de la nappe d'eau. Cette pression s'augmenta nécessairement au fur et à mesure de l'enfoncement du massif de fondation.

Lorsque le caisson s'engagea dans les sables glaiseux que l'on rencontra à la cote $50^m,20$, soit 2 mètres plus haut qu'à

la pile n° 2, il s'y maintint mieux en raison de la sous-pression développée sous son plafond par l'air comprimé. Et quand, pour un motif ou pour un autre, cette sous-pression venait à diminuer, le caisson s'enfonçait immédiatement de $0^m,60$ à $0^m,80$. Grâce à l'air comprimé, on n'eut sous ce rapport, ni les ennuis ni les dangers qu'on avait éprouvés à la pile n° 2. Malheureusement, le fonçage n'en marcha pas plus vite, car par suite des pluies continuelles de la fin de l'année 1878, on eut les plus grandes difficultés pour se procurer des meulières suffisamment dépouillées de leur gangue argileuse, en sorte que les travaux furent souvent arrêtés.

Ce fut le 1er février que le couteau du caisson arriva enfin dans les premières couches d'argile plastique franche que l'on rencontra à la cote $41^m,50$, soit à 1 mètre plus haut qu'à la pile n° 2. La fouille se trouvait alors à la cote $41^m,70$, ou à $25^m,30$ en contre-bas du niveau du sol. Depuis l'installation des appareils à air comprimé, c'est-à-dire depuis le 11 novembre, on s'était donc enfoncé de $12^m,70$, ce qui correspondait à un avancement de $1^m,15$ par semaine ou de $0^m,16$ par jour. On voit jusqu'à quel point la sujétion de l'air comprimé et le mauvais temps avaient retardé le travail de fonçage. Et cependant les moyens mis en œuvre par l'entreprise ne faisaient pas défaut. Trois locomobiles étaient exclusivement affectées à la fondation de la pile n° 1 (il y en eut presque constamment cinq sur l'ensemble du chantier). L'une faisait marcher la machine soufflante établie près de la pile n° 2; les deux autres, placées entre la pile n° 1 et la culée côté de Versailles du viaduc, servaient, l'une à remorquer les wagons amenant la meulière, la chaux et le sable, l'autre au montage des déblais.

Lorsque le couteau du caisson eut pénétré de $0^m,30$ dans la couche d'argile plastique étanche, les eaux extérieures cessèrent d'arriver à l'intérieur de la chambre de travail.

On put donc se passer de l'air comprimé et on se hâta de démonter et d'enlever les écluses, ainsi que les colonnes de tubes qui les réunissaient au caisson. On réinstalla les bennes qui recommencèrent l'extraction des déblais le 8 février. Le fonçage et le montage de la maçonnerie se poursuivirent sans incident, avec un avancement de $2^m,70$ par semaine ou $0^m,38$ par vingt-quatre heures. Le 22 février, on rencontra, à la cote $36^m,70$, les premiers conglomérats qu'on n'avait trouvés qu'à la cote de $35^m,30$ à la pile n° 2. A ce moment, on ne prolongea plus la chemise extérieure en tôle qui avait alors 23 mètres de hauteur. On se borna à la remplacer par un simple enduit en ciment de Vassy.

Il est bon de dire que dans la première période de sa descente, qui atteignait déja $16^m,10$ au 5 décembre 1878, le caisson avait subi un déplacement latéral à gauche, de $0^m,15$, dans le sens transversal du chemin de fer, et de $0^m,33$ du côté de Versailles, dans le sens longitudinal. Ces déplacements, qu'on avait pu éviter à la pile n° 2 parce que les couches de terrains étaient horizontales et plus faciles à traverser, purent être atténués en partie. Dans ce but, au lieu de foncer le caisson verticalement et également sur tout son pourtour, on le fit descendre tantôt d'un côté, tantôt de l'autre. Ainsi, on faisait d'abord abaisser le côté A où le caisson tendait à se jeter; en faisant ensuite baisser le côté opposé B, le caisson pivotait sur son premier point d'appui A, et ce petit mouvement de rotation, rendu possible d'ailleurs par le vide que la conicité du massif laissait à chaque petite descente, avait pour effet d'éloigner légèrement le caisson de l'axe de rotation A. En continuant ensuite ce mouvement alternatif, on arriva à atténuer partiellement les déplacements du massif. Toutefois, on n'y parvint pas complètement. Ainsi, au moment où le caisson arriva sur les conglomérats, à la cote $36^m,70$, le déplacement latéral du massif de fondation avait atteint $0^m,65$. Cette circonstance montrait

combien on avait sagement agi au début des travaux, en réduisant au $\frac{1}{40}$ le fruit extérieur des massifs de fondation. Si on avait conservé celui de $\frac{1}{20}$, qui avait été primitivement prévu, la place eût manqué à la partie supérieure du massif pour implanter exactement le fût de la pile. Celui-ci du reste, avec l'écart de $0^{m},65$ que l'on avait constaté dans la position du caisson, se trouvait juste à l'aplomb de la paroi, côté de Poissy, du pied-droit de fondation. Il importait donc que cet écart ne fût pas dépassé, et, comme on ne pouvait plus songer à modifier la position du caisson, on dut se décider, en continuant le fonçage, à remonter le parement de ce pied-droit, du côté de Poissy, verticalement et sans fruit, à partir de la cote $57^{m},85$. Du côté opposé, où l'on avait un excès d'empâtement, on doubla au contraire le fruit pour le porter au $\frac{1}{20}$.

Le 1[er] mars, le couteau du caisson était arrivé à la cote $33^{m},80$ sur des conglomérats extrêmement durs dans lesquels il avait déjà pénétré de $0^{m},20$, lorsqu'il commença à subir les mêmes déformations qu'à la pile n° 2. Les arcs intérieurs eux-mêmes, quoique reliés entre eux par des tirants en fer et un massif de maçonnerie, ne furent pas épargnés. Mais ce fut le tranchant du caisson qui fut le plus éprouvé. Ces déformations étaient dues aux mêmes causes que celles qu'on a constatées à la pile n° 2. Fort heureusement, les conglomérats sur lesquels on était arrivé, étaient assez résistants pour qu'on pût se dispenser de continuer le fonçage. Ils étaient tellement durs que le caisson surmonté de son massif de maçonnerie portant dessus uniquement par son couteau, ne subissait aucun enfoncement. On pouvait donc, en toute sécurité, fonder sur ces conglomérats. Toutefois, comme ils présentaient encore, sur certains points, et notamment sur le côté gauche, des

parties où l'argile existait en trop grande abondance, on se décida, pour plus de sécurité, à faire encore descendre le caisson de $0^m,30$, soit à la cote $33^m,50$, et à enlever ensuite en contre-bas de ce niveau toutes les parties qui présenteraient encore des filons argileux. La première partie de ce programme fut réalisée facilement. Le caisson arriva sans accident nouveau à la cote $33^m,50$. Il fut impossible d'aller plus loin. Du côté droit, on se trouvait sur un banc parfaitement homogène; sur le côté gauche, au contraire, apparaissaient encore quelques veines d'argile qu'on enleva en approfondissant la fouille jusqu'à la cote $33^m,16$, mais en ayant soin de réserver une risberme de $0^m,40$ pour soutenir le couteau du caisson. Le fond de la fouille fut ensuite dérasé bien horizontalement, et le 4 mars, on s'apprêta à couler le béton dans la chambre de travail, après avoir bien dégradé et retaillé à vif les maçonneries de contre-fiches et démoli celles qui avaient été disloquées. Le remplissage de la chambre de travail fut complètement terminé le 6 au soir. Il n'avait exigé que deux jours, mais cette fois, on avait travaillé jour et nuit, et on n'avait pas été arrêté par les approvisionnements.

Préalablement au coulage du béton, on avait, comme à la pile n° 2, fait exécuter aux deux extrémités du caisson et aussi profondément que l'avaient permis le temps dont on disposait et la dureté du terrain, deux sondages qui démontrèrent que, jusqu'à $2^m,50$ au-dessous des cotes $33^m,50$ et $33^m,16$, l'on ne trouvait plus que des bancs de craie compacte très dure et sans la moindre trace d'argile.

Comme à la pile n° 2, on boucha la partie inférieure des cheminées avec un massif de béton de 4 mètres de hauteur, qui fut exécuté avec les mêmes précautions, et on couvrit la partie supérieure de ces mêmes évidements au moyen de deux voûtes ogivales. On acheva ensuite la maçonnerie au-dessus de ces voûtes jusqu'à la cote $64^m,13$.

A ce niveau, on dérasa la plate-forme sur laquelle on implanta définitivement le fût de la pile que l'on monta en maçonnerie brute jusqu'à la cote $65^m,31$, c'est-à-dire à $0^m,69$ en contre-bas du sol.

Le 18 mars, le massif de fondation de la pile n° 1 était terminé et livré, et tous les abords se trouvaient débarrassés. Comme on était pressé de monter le fût apparent de la pile, on avait exécuté, avec des mortiers additionnés de 100 kilogrammes de Portland, les voûtes ogivales, et de 50 kilogrammes seulement, les maçonneries qui les surmontaient jusqu'au niveau du sol.

La hauteur totale du massif de fondation de la pile n° 1 était de $32^m,15$; son exécution avait exigé un délai de neuf mois, qui se décomposait de la manière suivante :

Ouverture de la fouille préalablement à la mise en place du caisson, du 20 juin au 29 juillet 1878, soit.	39 jours.
Montage du caisson du 29 juillet au 14 août.	17 —
Fonçage proprement dit à l'air libre, du 14 août au 26 octobre.	42 —
Interruption pour le montage des appareils à l'air comprimé, du 26 octobre au 11 novembre.	17 —
Fonçage à l'air comprimé, du 11 novembre 1878 au 1er février 1879.	83 —
Fonçage à l'air libre dans l'argile étanche, du 11 février au 3 mars.	30 —
Ensemble.	172 jours.
Remplissage de la chambre de travail, fermeture des évidements et achèvement des maçonneries du massif jusqu'à la cote d'arasement prévue au projet, du 3 au 18 mars 1879.	16 jours.

Description du fonçage de la pile n° 3. — Les travaux de la pile n° 3 ne furent attaqués que vers le 25 juillet. On commença aussitôt après, la fouille à ciel ouvert, qui fut terminée le 13 août, et qui fut poussée à 2 mètres de profondeur, soit à la cote de $57^m,40$. Le montage du caisson suivit immédiatement et fut terminé le 30 août; il avait duré dix-sept jours, comme pour chacune des deux autres piles. On attaqua immédiatement la fouille sous le caisson, en

laissant celui-ci suspendu sur les parois de la fouille, ainsi qu'on l'avait fait à la pile n° 1. Seulement ici, l'extraction des déblais se faisait un peu différemment. On ne pouvait, faute de place, faire une cunette latérale, comme à la pile n° 1. On s'était borné alors à faire une trouée de 1 mètre de largeur sous le caisson donnant issue vers l'extérieur, et c'était par cette trouée que l'on faisait passer les déblais au moyen de deux jets de pelle successifs. Avec de pareils moyens, on ne pouvait évidemment faire avancer beaucoup le travail. Mais, comme l'entrepreneur reportait toute son activité sur les deux autres piles, il ne faisait, à la pile n° 3, que préparer le chantier pour l'avoir prêt, lorsque les moyens d'action de l'une des deux autres piles seraient devenus disponibles. Ainsi, jusqu'au 27 octobre, on se bornait à exécuter le béton entre les entretoises du plafond du caisson, et la maçonnerie entre les contre-fiches; on installait les échafaudages au-dessus de la pile, les voies de service pour l'enlèvement des déblais et les approvisionnements, ainsi que les locomobiles destinées au montage des bennes. A cette date, le chantier de la pile n° 1 ayant dû être suspendu par suite de la nécessité d'y installer les appareils à air comprimé, les équipes de ce chantier furent reportées à la pile n° 3 dont le fonçage fut poussé très activement. Suivant la dureté des couches calcaires traversées, l'avancement variait entre $1^m,50$ et $2^m,80$ par semaine, c'est-à-dire entre $0^m,21$ et $0^m,40$ par jour. La maçonnerie sur le plafond du caisson, suivait la descente. Lorsque le caisson quitta les couches calcaires pour pénétrer dans les sables glaiseux, à la cote $48^m,20$, le fonçage alla plus vite que les maçonneries, auxquelles on dut travailler quelquefois jusqu'à minuit, afin de ne pas être gêné par les éboulements des bords de la fouille. Sauf de petits incidents, le travail marcha régulièrement jusqu'au 26 novembre ; à ce moment, une avarie à la machine d'extraction força d'interrompre le travail. Cet arrêt devait

être fatal. Lorsqu'on fut en mesure de reprendre les travaux, l'eau avait envahi le caisson et les cheminées, le massif étant déjà enfoncé de $2^m,50$ dans les sables glaiseux, et à $7^m,70$ en contre-bas des premières sources rencontrées. On dut épuiser deux jours avant d'arriver à mettre le fond de la fouille à découvert. L'extraction des déblais et le fonçage recommencèrent le 5 et paraissaient devoir se continuer sans obstacle, lorsque le 7, à 11 heures du matin, le caisson, mal soutenu par le terrain fluent dans lequel il était engagé, s'enfonça subitement de $0^m,30$, tandis que la partie supérieure du massif de maçonnerie était arrêtée dans sa course et se séparait de la partie inférieure qui continuait à descendre.

Le couteau du caisson était alors à la cote $44^m,91$. Le massif de maçonnerie, qui avait atteint une hauteur totale de 11 mètres à partir du dessous du caisson, se trouvait séparé en deux tronçons par des crevasses plus fortes et plus nombreuses du côté gauche que du côté droit. Ainsi, on constatait que dans la cheminée de gauche, la maçonnerie était restée intacte sur une hauteur de 4 mètres à partir du dessous du plafond du caisson ; au-dessus, elle présentait, sur une zone de $1^m,50$ de hauteur, une série de crevasses de quelques millimètres à peine d'épaisseur, sauf la dernière, la plus haute, qui avait presque $0^m,20$ de hauteur. Celle-ci pénétrait dans le massif suivant une direction plongeante vers l'extérieur. Dans la cheminée de droite, les crevasses horizontales s'étaient également produites sur tout le pourtour de la cheminée et sur une zone de $1^m,50$ à $1^m,80$ de hauteur, commençant à $5^m,50$ au-dessus du plafond du caisson, mais elles avaient beaucoup moins d'importance.

En sorte qu'en définitive, le massif de maçonnerie était séparé en réalité en trois tronçons. Le premier, qui avait suivi le caisson, avait 4 mètres de hauteur et paraissait intact à l'intérieur des cheminées. Le second, comprenait

une zone de 1m,50 à 1m,80 de hauteur, plus ou moins disloquée et disjointe, au-dessus de laquelle se trouvait le troisième tronçon de 5m,50 environ de hauteur et qui, comme le premier, paraissait également intact.

Pour expliquer cet accident, il est bon de rappeler que le terrain était formé, à l'emplacement de la pile n° 3, de couches calcaires disloquées et très inclinées, séparées entre elles par des feuillets de marnes et d'argiles; ces marnes, sous l'action des pluies torrentielles qui régnaient depuis près de deux mois, étaient devenues très glissantes. On avait rompu l'équilibre de ces couches, en exécutant la trouée faite pour le passage du caisson; il était donc probable qu'on avait provoqué un glissement dans les portions disloquées de ces bancs calcaires, dont quelques blocs avaient été entraînés dans le vide existant entre les parties de la fouille et le massif de fondation; il était ainsi arrivé que la partie supérieure des maçonneries avait été étreinte par de gros blocs qui, en se coinçant dans les inégalités de la paroi extérieure, avaient dû arrêter cette partie du massif dans son mouvement de descente, tandis que le caisson, à peine soutenu par les sables fluents où il était engagé, avait continué sa course avec l'autre partie.

Ces prévisions, auxquelles des tassements et des crevasses importantes à la surface du sol et aux abords du massif, ainsi que des jaillissements d'eau abondants à travers les fissures des maçonneries, donnaient un très grand caractère de probabilité, se trouvèrent confirmées de tous points.

Avant d'aller plus loin, on peut faire remarquer combien on avait eu raison, dans l'examen des différents projets étudiés pour la traversée du val Saint-Léger, de rejeter les systèmes de fondations comportant des piles directement assises sur les bancs calcaires inclinés. Ceux-ci étant à peine soutenus à la base de la vallée, devaient fatalement glisser les uns sur les autres sous l'action de la surcharge

des piles qu'on leur eût fait porter. Il en était de même pour les fondations par pilotis, qui nécessitaient des battages de pieux au fond de fouilles de 10 à 15 mètres de profondeur. De telles excavations, ouvertes dans des bancs aussi peu stables, devaient fatalement amener des éboulements que l'on n'eût pu prévenir qu'avec des forêts d'étais qui eussent rendu à peu près impossible la manœuvre et le déplacement des sonnettes de battage.

Étant à peu près fixé sur la cause de l'accident survenu à la pile n° 3, il importait, avant tout, d'arriver à déplacer l'obstacle qui arrêtait la descente du massif, ou à vaincre sa résistance. On essaya, au commencement, de charger le massif avec une grande quantité de moellons de meulières que l'on avait à pied d'œuvre. Cette surcharge ne produisit d'abord pas d'effet appréciable. On résolut alors, tout en continuant ce chargement, de dégager extérieurement le massif afin de trouver l'obstacle et le briser, et comme les cassures des maçonneries étaient plus fortes dans la cheminée de gauche que dans la cheminée de droite, c'était de ce côté que l'on devait chercher cet obstacle. On ouvrit donc une fouille sur le pourtour du massif et à gauche de l'axe. Ce travail, commencé le 9 décembre, ne fut terminé que le 8 Janvier, et donna lieu à une dépense de près de 12 000 francs. Il s'effectuait dans des conditions très onéreuses. On était obligé de soutenir les parois de la fouille par des coffrages presque jointifs et de forts étais arcs-boutés contre le massif de fondation. Les déblais s'exécutaient très difficilement par jets de pelle, ou au moyen de seaux. La présence des étais et l'abondance des eaux aggravaient encore les difficultés. Aussi perdit-on un mois pour conduire cette fouille à $9^{m},80$ de profondeur, jusqu'aux obstacles que l'on cherchait. Les épuisements se firent d'abord au moyen des bennes et à l'intérieur de la cheminée de droite, celle de gauche étant en partie fermée, à son orifice supérieur, par le chargement en moellons. L'eau de

la fouille extérieure s'écoulait ainsi en passant à travers les crevasses des maçonneries.

Le 14 décembre, la fouille avait déjà 4 mètres de profondeur, et le chargement en moellons avait atteint 140 000 kilogrammes environ, lorsqu'on constata que les crevasses du massif s'étaient déjà refermées de $0^m,07$ du côté gauche seulement. Le 17 décembre, la fouille avait 5 mètres de profondeur; elle était alors à la cote $53^m,10$, c'est-à-dire à $0^m,58$ en contre-bas du niveau où l'on voyait la première grosse crevasse à l'intérieur de la cheminée. On constata que cette crevasse, comme toutes les autres, du reste, s'était totalement refermée dans les deux cheminées. Cette fermeture était si complète, que l'eau qui jusque-là passait abondamment à travers les crevasses s'arrêta presque complètement, en sorte que l'on fut obligé, à l'extérieur du massif, d'épuiser dans la fouille même. En même temps, on remarqua que le caisson reprenait sa marche descendante et s'enfonçait lentement. Le 24 décembre, son couteau se trouvait à la cote $44^m,46$. Il s'était donc abaissé spontanément depuis le 7 décembre, jour de l'accident, de $0^m,65$.

L'explication de ces faits était facile. La paroi extérieure du massif présentait, comme on a déjà eu l'occasion de le dire, une surface plus ou moins ondulée : les masses de terres qui s'étaient serrées dans ces ondulations, gênaient la descente du massif, et il était naturel qu'au fur et à mesure de leur enlèvement le massif descendît peu à peu. Plus tard, lorsque les crevasses se furent refermées, le poids de toute la partie supérieure du massif, venant à surcharger le caisson, devait le faire pénétrer de plus en plus dans les sables glaiseux incapables de le soutenir.

Ces premiers résultats obtenus, on put débarrasser le massif, des charges de moellons que l'on y avait placées et qui étaient désormais inutiles. Mais si l'on avait réussi à faire refermer les crevasses, on n'avait pas encore trouvé la

déchirure dans la chemise en tôle, déchirure qui devait forcément exister, puisque, sans cela, l'eau extérieure n'aurait pu arriver à l'intérieur des cheminées. Il était indispensable de continuer les fouilles jusqu'à ce qu'on fût arrivé à cette déchirure pour la réparer, mais surtout pour enlever les gros blocs calcaires qui avaient dû la provoquer, et qui auraient pu, par la suite, reproduire les mêmes accidents.

On continua donc à approfondir la fouille, et, lorsqu'on fut arrivé à la cote $49^{m},60$ on aperçut, dans la chemise en tôle, un boursouflement de près de $0^{m},20$ de saillie et, au-dessous, une large déchirure horizontale régnant presque sur tout le pourtour du massif de fondation. La hauteur de cette crevasse, qui atteignait $0^{m},20$ sur le côté gauche de ce massif, diminuait peu à peu en allant vers le côté droit.

Enfin, on découvrit qu'il y avait, sous le boursouflement de la tôle, de gros blocs calcaires dont le plus fort avait $1^{m},20$ environ de longueur et $0^{m},70$ de largeur; c'étaient ces blocs qui, en glissant dans le vide laissé entre la trouée produite par le passage du caisson et la paroi du massif, étaient venus se placer sous les dépressions de cette paroi, s'y étaient coincés fortement par le fait de la descente du caisson et avaient fini par déchirer la tôle, la refouler et accrocher la maçonnerie du massif. On brisa ces blocs, non sans difficultés, et alors, rien ne s'opposant plus à la descente du caisson, on prit les mesures voulues pour procéder en sous-œuvre à la réfection des maçonneries disloquées. On était alors au 7 janvier.

Il est assez curieux de constater que ces déchirures de la tôle étaient à $2^{m},20$ environ en contre-bas du niveau auquel on avait trouvé la première grosse crevasse, à l'intérieur des cheminées. Il en résultait que les dislocations des maçonneries suivaient une direction très inclinée et ascendante, en allant de l'extérieur vers l'intérieur.

La réfection en sous-œuvre des maçonneries, commença le 8 janvier, et ne fut terminée que le 10 février. Elle dura ainsi plus d'un mois. Ce fut un travail long, pénible, dangereux, qui dut être exécuté avec le plus grand soin.

On commença d'abord par percer dans l'about de gauche du massif, en allant de l'extérieur vers la cheminée, une galerie de 2 mètres de largeur et de $1^m,50$ de hauteur qui permit de reconnaître que la première crevasse supérieure, qui avait eu $0^m,20$ de hauteur, se prolongeait en plongeant vers la déchirure de la chemise en tôle. Ayant ainsi constaté l'allure et la direction de ces crevasses, on se dispensa, pour le percement des autres galeries, de les tailler horizontalement, et on se borna à les disposer en escaliers pour n'enlever strictement que les parties de maçonneries fissurées et ébranlées.

On remplit ensuite chaque galerie avec des maçonneries neuves, faites avec des mortiers dans lesquels on remplaçait la moitié de la chaux hydraulique, soit 175 kilogrammes, par un poids égal de ciment Portland. Ces mortiers avaient en effet besoin de pouvoir résister à bref délai à de fortes charges, puisque lorsqu'on perçait de nouvelles galeries, à droite et à gauche du pilier que l'on venait de maçonner, celui-ci devait immédiatement supporter le poids du massif qui le surmontait. On avait soin en outre, dans l'exécution de ce pilier, de laisser de forts arrachements pour que le pilier de la galerie contiguë pût venir se souder convenablement avec le premier, et faire corps avec lui. Enfin quand la maçonnerie de chaque pilier arrivait au plafond de la galerie, on choisissait des meulières plates que l'on coinçait à coups de masse dans l'espace vide existant entre ce plafond et le dessus du pilier, après avoir bien rempli cet espace de mortier.

On avait donné à la première galerie 2 mètres de largeur. Lorsqu'elle fut remplie de maçonnerie, on en perça deux autres, à droite et à gauche, auxquelles on ne donna

plus que $1^{m},50$ de largeur. On procéda ainsi de proche en proche et autant que possible symétriquement des deux côtés de la cheminée. Chaque galerie exigeait à peu près deux jours de travail, quelquefois moins; le temps employé à la démolition dépassait celui employé à la réfection des maçonneries. Le travail était tout d'abord cantonné dans la partie de gauche du massif. On utilisait, pour l'achever, une fouille ouverte extérieurement qui, grâce au relèvement des tôles de la chemise, permettait d'arriver par l'extérieur à chaque galerie, et d'y apporter le mortier, les moellons, ou d'enlever les débris.

On avait été seulement obligé de continuer à épuiser, au moyen d'une pompe Letestu mue à la vapeur, les eaux qui arrivaient abondamment dans cette fouille.

On recouvrait ensuite extérieurement les maçonneries refaites d'un enduit en ciment de Vassy par-dessus lequel on rabattait la tôle de la chemise. Comme on ne pouvait réunir ensemble ces tôles au moyen de rivets, on les fixa comme on put, avec des boulons ou des crampons fichés dans la maçonnerie. On remplaça les feuilles qui étaient trop déchirées par des feuilles neuves dont la partie inférieure était glissée entre la maçonnerie et la partie intacte de la chemise, mais dont la partie supérieure recouvrait extérieurement la tôle repliée, de façon à éviter que dans la descente ultérieure, les tôles rapportées fussent relevées par le fait du frottement contre les parois de la fouille.

La reprise en sous-œuvre de toutes les maçonneries fissurées du massif eut lieu sur la presque totalité de la section horizontale de ce massif : aussi bien du côté gauche que du côté droit, il n'y eut sur l'about de droite du massif, qu'une zone de $6^{m},14$ de largeur et $1^{m},75$ de profondeur qui ne fut pas réparée, parce que l'on n'y aperçut pas trace de dislocation. Il ne restait de ce côté qu'une fissure à peine perceptible qui était parfaitement fermée dans toute son étendue.

Sur la moitié de droite, le travail fut un peu plus difficile, en ce sens que l'on n'avait pas de fouille ouverte extérieurement. Il dut donc s'exécuter entièrement à l'intérieur des cheminées.

Enfin, on combla la fouille extérieure du côté gauche avec des déblais de terres meubles et perméables provenant des déblais en sable glaiseux des fouilles de la pile n° 1.

Tous ces travaux étaient terminés le 10 février; ils avaient duré près de deux mois. C'était un retard fâcheux pour l'achèvement du viaduc. Il faut toutefois rendre à l'entreprise cette justice qu'elle a fait tous ses efforts pour perdre le moins de temps possible et pour exécuter ce travail délicat avec tout le soin désirable.

On peut se demander si l'accident du 7 décembre eût pu être évité, et ce qu'il eût fallu faire pour cela. Il eût été assez difficile de s'opposer au glissement des gros blocs calcaires dans le vide laissé entre la trouée faite par le passage du caisson et le parement extérieur du massif, vide qui allait toujours en croissant à cause du fruit de ce parement, et ne pouvait être rigoureusement rempli par les terres qu'on y rapportait au niveau du sol. Il y avait donc là un cas fortuit contre lequel il n'était pas possible de se mettre en garde. Il est cependant permis de croire que si la tôle de la chemise eût été plus forte, l'accident eût pu être évité, tant parce que cette tôle ne se fût pas déchirée si facilement au contact des blocs calcaires, que parce qu'ayant plus de rigidité, elle n'eût pas présenté, comme cela est arrivé, pendant l'exécution des maçonneries, par suite de son excessive flexibilité, une série de bosses et de creux qui donnaient trop de prise aux obstacles pouvant gêner la descente du massif. On peut donc conclure de là que dans des terrains formés de bancs calcaires susceptibles de glisser les uns sur les autres, il serait prudent de ne pas donner à la chemise une épaisseur moindre que $0^m,005$.

Ce ne fut que le 15 février que l'on put recommencer la maçonnerie sur la partie supérieure du massif, préalablement grattée à vif et nettoyée. On la monta de $2^m,60$ en trois semaines, et le 7 mars, on fut alors en mesure de reprendre les fouilles à l'intérieur du caisson. On avait opéré de la sorte afin de charger suffisamment le massif pour déterminer sûrement son départ. Malheureusement, lorsqu'on voulut recommencer le fonçage, on ne put mettre complètement à sec l'intérieur du caisson ; pendant quelques jours on n'enleva que des vases très liquides, et, après trois jours de tentatives infructueuses, on dut renoncer à continuer les épuisements par les bennes à raison de l'abondance exceptionnelle de l'eau.

Pendant le temps d'arrêt qu'on avait subi, du 7 décembre au 10 février, on avait constamment épuisé par l'intérieur des cheminées. On avait de la sorte déterminé des appels ou des voies d'eau dans les sables glaiseux sous le couteau du caisson. C'étaient ces voies qui amenaient tant d'eau dans la fouille. On dut dès lors se résigner à employer l'air comprimé et on installa immédiatement les machines à air et l'une des écluses provenant de la pile n° 1. On ne put malheureusement mettre en place la seconde écluse, qui avait été déjà enlevée du chantier, et on n'arriva de la sorte à faire au début que 10 à 12 mètres cubes par vingt-quatre heures. La cheminée de droite, celle où il n'y avait pas d'écluse, était fermée, au niveau du plafond du caisson, par un obturateur en bois bien calfaté. On avait d'abord eu l'idée, pour tirer parti de cette cheminée, de faire passer à travers cet obturateur un tube en plomb d'environ $0^m,05$ de diamètre intérieur, plongeant dans les sables glaiseux et dont l'autre extrémité sortait par l'orifice supérieur de la cheminée. La pression de l'air comprimé de l'intérieur du caisson faisait siphonner par ce tube un mélange d'eau et de sable, et on s'était flatté d'augmenter par ce moyen le cube de déblai enlevé à l'intérieur du caisson. Mais le succès ne

répondit pas à cette attente. On n'obtint qu'un rendement très insignifiant, au détriment de celui que donnait l'écluse; le tube du siphon fut usé en quelques jours. On renonça donc à cette solution, et on se borna à activer la fouille par l'écluse. On arriva peu à peu à faire de 18 à 20 mètres cubes, et à avoir un enfoncement de $0^m,17$ à $0^m,19$ par vingt-quatre heures.

On chercha en même temps à ramener le caisson dans sa position initiale, qui avait peu à peu subi un déplacement vers Versailles et à gauche de $0^m,25$ environ. Le mouvement s'était produit dans le sens de la pente du coteau. C'était le contraire qui avait eu lieu à la pile n° 1. En procédant par abaissements alternatifs de chacun des côtés du caisson, on arriva à réduire son déplacement à $0^m,06$ du côté de Versailles et à $0^m,10$ à gauche. Ce résultat ne put être malheureusement conservé intégralement jusqu'à la fin.

Le fonçage avait été repris le 13 mars à la cote $44^m,13$; il arriva le 9 avril dans l'argile plastique qu'on avait rencontrée à la pile n° 2 à la cote $40^m,10$; aussitôt que le couteau du caisson fut assez engagé dans cette couche étanche pour qu'on fût débarrassé des eaux extérieures, on se hâta d'enlever les appareils à air comprimé, et de reprendre les fouilles à l'air libre par les deux cheminées. On put alors porter le cube extrait à 40 mètres et l'enfoncement moyen à $0^m,45$ par vingt-quatre heures. Tout marchait donc pour le mieux, lorsque, le 22 avril, le couteau du caisson étant arrivé à la cote $34^m,60$, on fut de nouveau arrêté par un accident analogue à celui qui s'était déjà produit et tenait aux mêmes causes. Il était fort heureusement moins grave. Une nouvelle disjonction s'était manifestée dans la partie des maçonneries qui avait été reprise en sous-œuvre ; elle se révélait par des crevasses horizontales de $0^m,02$ d'épaisseur, n'affectant qu'une assise et régnant sur tout le pourtour des cheminées. Dans la cheminée de gauche, cette cre-

vasse était à $4^{m},20$ au-dessus du plafond, soit à la cote 42 mètres, et, dans la cheminée de droite, à 5 mètres au-dessus du même point, soit à la cote $42^{m},80$.

Il n'y avait plus à songer à procéder comme on l'avait fait au premier accident, c'est-à-dire à déblayer le pourtour extérieur du massif pour le dégager des obstacles qui l'arrêtaient. On était en effet à $24^{m},80$ de profondeur en contre-bas du sol, et une pareille fouille eût été absolument impraticable dans les sables glaiseux. On chercha d'abord à charger le dessus du massif avec de la maçonnerie; on réussit à faire refermer les crevasses, mais lorsque les deux parties du massif furent ainsi en contact, la charge de la partie supérieure du massif s'ajoutant à celle de la partie inférieure, détermina la remise en marche du caisson et les crevasses se rouvrirent de nouveau de $0^{m},02$.

Lorsqu'on eut ainsi acquis la certitude qu'il n'y avait plus moyen de continuer la descente du massif jusqu'à la craie sans provoquer des dislocations continuelles, on se décida à laisser le caisson au point où il était arrivé, et à recourir à un nouveau système pour asseoir ce massif sur le banc de craie sur lequel il devait reposer. C'est au moyen de puits successifs devant recevoir des piliers en maçonnerie, montant jusqu'au plafond du caisson, qu'on arriva à ce résultat.

On commença les fouilles des deux premiers puits, non pas aux angles, mais aux deux abouts de droite et de gauche du caisson, et on leur donna $2^{m},80$ de largeur et $2^{m},30$ de longueur (dans le sens de l'axe du viaduc). Ces fouilles, qui naturellement étaient énergiquement blindées afin de résister au gonflement et aux éboulements des argiles désagrégées par le contact de l'air, furent engagées de $0^{m},30$ sous le couteau du caisson, de façon que les piliers à construire pussent lui offrir un point d'appui résistant. C'était un surcroît de sécurité qui ne paraissait pas inutile alors, tant le travail entrepris paraissait dangereux.

Les fouilles de ces deux premiers piliers furent amenées
trois jours à 6^{m},57 de profondeur, soit à la cote 28^{m},03.
ne jugea pas à propos de les pousser plus loin, parce
u'à cette cote, l'on se trouvait déjà encastré de près de
^{m},60 dans les couches de conglomérats calcaires empâtés
ns la craie marneuse et sans veine d'argile, que l'on
ait rencontrées à la pile n° 1, à la cote 35^{m},50 et à la
le n° 2, à la cote 30^{m},85. L'ensemble du banc de craie
longeait donc d'une manière à peu près régulière, en
llant de la pile n° 1 à la pile n° 3.

On se hâta de maçonner dans les deux fouilles ouvertes,
t en cinq jours on avait exécuté deux premiers piliers
e 6^{m},57 de hauteur, fondés sur la craie à la cote 28^{m},03
t qui soutenaient le caisson, d'abord par son couteau, sous
equel il était engagé de 0^{m},25, ensuite par son plafond,
puisque les piliers étaient montés jusque-là.

Si on réfléchit aux conditions dans lesquelles ce travail
s'effectuait, en raison du peu de place dont on disposait
dans chacun des puits, de la difficulté de l'approvisionnement des matériaux qu'on descendait à plus de 31 mètres
de profondeur dans ces puits embarrassés d'étais, on reconnaîtra qu'il a été poussé aussi activement que possible.
La descente des meulières s'effectuait de nuit. Les terrassiers travaillaient de jour; au fur et à mesure que la
fouille s'approfondissait, on la boisait immédiatement.
Quand les terrassiers et les boiseurs quittaient une fouille,
lorsqu'elle était amenée à profondeur, on y installait les
maçons sans perdre une minute, et on attaquait d'autres
fouilles.

Les maçonneries des piliers étaient faites avec des mortiers composés, en poids, de moitié de chaux et moitié
de ciment. On avait soin de laisser dans ces maçonneries
de forts arrachements, afin de pouvoir bien les relier avec
celles des piliers voisins qu'on devait exécuter plus tard.

Les deux premiers piliers, exécutés aux deux abouts de

gauche et de droite du caisson, avaient été descendus la côte 28m,03. Ceux que l'on exécuta ensuite sur les de grands côtés du caisson, l'un à droite, l'autre à gauc des arcs métalliques intérieurs, ne furent pas descend à une aussi grande profondeur : il suffisait en effet de l arrêter aussitôt qu'on aurait rencontré des conglomérat calcaires sans veine d'argile. On fut conduit de la sorte les maintenir à la cote 29m,53 à droite et à la cote 29m,7 à gauche. Les deux piliers latéraux, voisins des arcs d caisson, furent terminés le 11 mai. On en exécuta ensuit quatre autres dans chacun des angles du caisson, après quoi il ne resta plus qu'à réunir tous ces piliers entre eux, c qui se fit sans accident, mais non sans difficulté. On coul ensuite du béton à l'intérieur des cheminées depuis l plafond du caisson jusqu'à environ 0m,50 en contre-bas des crevasses du massif, soit à 41m,50 dans la cheminée d gauche et à 42m,30 dans la cheminée de droite.

L'ensemble de cette dernière partie du travail éta achevé le 5 juin. Il avait duré quarante et un jours.

On procédait pendant ce temps-là à l'enlèvement de la voie du plan incliné et des machines et au nettoyage de l'ensemble du chantier.

Il ne restait plus à la pile n° 3, qu'à boucher les crevasses qui s'étaient produites lors de la dernière avarie du 22 avril, et qui, après s'être refermées une première fois, s'étaient ensuite ouvertes à nouveau sur environ 0m,02 de hauteur. On démolit d'abord la maçonnerie, à l'intérieur des cheminées, sur tout le parcours de la crevasse et sur 0m,50 de profondeur. On put ainsi voir que la maçonnerie était intacte et sans fissure au-dessous de la crevasse, et on jugea qu'il serait suffisant de la boucher avec des injections de Portland. A cet effet, on fit regarnir avec de la maçonnerie au ciment de Vassy le parement seulement de la partie de la crevasse qu'on avait tout d'abord démoli, puis pratiquer sur le circuit de chaque

revasse huit trous horizontaux de $0^m,10$ de diamètre, ont un dans chaque angle de la cheminée. On placa successivement dans chacun de ces trous un tuyau en fonte se raccordant par un coude avec un tube vertical de même diamètre dans lequel on devait couler le ciment. Ce tube était installé sur un banc mobile très solide. Lorsqu'il était entré dans un des trous, on garnissait le tout avec des étoupes bien serrées, puis on versait dans le tube vertical un demi-seau d'eau pour balayer les détritus que la crevasse pouvait contenir. On versait ensuite une série de seaux contenant un coulis de ciment Portland dans lequel l'eau entrait successivement pour deux tiers et moitié du mélange; quand ce coulis ne voulait plus pénétrer dans la crevasse, on l'y refoulait de force au moyen d'un manchon de bois garni d'étoupes suiffées, qui était engagé dans le tube vertical, et qu'on y enfonçait à coups de masse. Lorsqu'on voyait refluer le coulis par les trous voisins de celui où on opérait, on cessait l'injection pour la recommencer au trou suivant, et ainsi de suite jusqu'àla fin.

Cette opération dura un jour par cheminée, et elle réussit complètement; on arriva à introduire dans les crevasses vingt-sept seaux de coulis contenant 479 kilogrammes de Portland. C'était à très peu près le volume du vide de ces crevasses.

Il ne resta plus qu'à couvrir les parties supérieures des cheminées au moyen des voûtes ogivales, comme on l'avait fait aux autres piles et à déraser la partie supérieure du massif qui fut terminée et livrée le 5 juin 1879.

Le massif de fondation de la pile n° 3, qui atteignait une hauteur totale de $30^m,86$, avait donc exigé pour sa construction, dix mois de travail, décomposés de la manière suivante :

Ouverture de la fouille et montage du caisson.	36 jours.
Fonçage à l'air libre.	87 —
A reporter.	123 jours.

Report.	125 j
Réparation de l'avarie survenue le 26 novembre 1878.	76
Fonçage à l'air libre.	20
Fonçage à l'air comprimé	27
Fonçage à l'air libre dans les couches étanches.	15
Construction des piliers en sous-œuvre, remplissage en béton de la chambre de travail, fermeture des évidements et achèvement de la maçonnerie du massif.	44
Total.	305 j

L'ensemble des travaux de fondation des trois pi commencés effectivement le 8 juin 1878, avait duré en t une année; ils avaient donné lieu à une dépense totale 432 494f,61. Ce chiffre répondait en moyenne à 144 165 fr par pile ou plus exactement à 4 845 francs par mètre co rant de profondeur de fondation.

CHAPITRE IV.

EXÉCUTION DES PARTIES APPARENTES DES MAÇONNERIES DU VIADUC.

Cette partie du travail ne donna lieu à aucun incid qui mérite d'être rapporté.

Les maçonneries furent exécutées, sauf pour les arriè culées, où l'emploi du moellon calcaire fut toléré, meulière caverneuse, au prix de 26f,50 le mètre cube; parements en meulière piquée, au prix de 40 francs, compris la plus-value de parements vus, fixée à 6f,50, enfin les chaînes d'angle et les couronnements en pier de taille d'Euville, au prix de 100 francs le mètre cube.

Les travaux de la culée de Poissy, commencés le 22 jui let 1878, furent fréquemment interrompus par une série d

circonstances, entre autres les froids rigoureux, les pluies continuelles, les difficultés d'approvisionnements ; aussi ne furent-ils terminés que le 31 mai 1879. La culée de Versailles, commencée le 18 août 1878, ne fut arasée au niveau de la plate-forme de montage du tablier du viaduc (soit à $6^m,50$ en contre-bas du niveau des rails) que le 12 février 1879.

Tous ces délais auraient pu être singulièrement réduits.

Quant aux piles, elles furent conduites plus activement: La pile n° 2, haute de $20^m,21$, que l'on ne commença, à cause de l'hiver, que le 25 février 1879, fut finie cinquante-quatre jours après. La pile n° 1, haute de $12^m,21$, commencée aussitôt la livraison du massif de fondation, c'est-à-dire le 23 mars 1879, fut achevée au bout de trente jours, et enfin la pile n° 3, haute de $17^m,21$, commencée également aussitôt après l'achèvement de la fondation, c'est-à-dire le 9 juin 1879, fut terminée le 1er août 1879.

A la culée de Versailles, toute la partie qui se trouve au-dessus du niveau de la plate-forme de montage du tablier et, entre autres, les voûtes des deux arcades, ne put être entreprise qu'après la mise en place de ce tablier; elle ne fut terminée que le 1er octobre 1880.

L'organisation des chantiers de cette partie du travail ne présenta rien de particulier. On en peut dire autant des échafaudages destinés au montage des piles, qui se réduisaient à de simples plans inclinés pour les deux plus petites piles et à des échafaudages verticaux pour la pile n° 2.

Toutes les maçonneries ont été exécutées avec des mortiers de chaux hydraulique Convert et Maugras, faisant prise à peu près dans le même temps que la chaux Trouillet. On avait toutefois ajouté 50 kilogrammes de Portland par mètre cube de mortier dans les maçonneries de la partie supérieure des piles et jusqu'à 5 mètres en contre-bas du couronnement, autant pour les protéger contre les

trépidations des trains, que pour avoir des mortiers déjà suffisamment durcis lorsque le tablier viendrait à les charger. Pour la pile n° 1, cette addition a été faite pour la totalité de la hauteur de la pile.

La dépense totale des parties apparentes des maçonneries du viaduc est de. 203 262f,14

se décomposant ainsi qu'il suit :

Culée de Versailles	Entreprise 51 143f,07 / Régie. . . 35 082,84	86 225f,91
Culée de Poissy.		57 829 83
Pile n° 1		13 671 79
Pile n° 2		24 975 36
Pile n° 3		20 559 25
	Total.	203 262f,14

Ces chiffres répondent en moyenne à un prix de revient de 1 192 francs par mètre courant de hauteur de pile.

CHAPITRE V.

MONTAGE ET LANÇAGE DU TABLIER MÉTALLIQUE.

Conditions du marché. — Le tablier a fait l'objet d'un marché à forfait, passé le 8 mai 1878 avec M. Henry Roussel, constructeur, à Paris, aux conditions suivantes :

Les fers de toute nature étaient payés.	38f,45 les 100 kil. (*)
La fonte.	25 50 id.
Le plomb.	0 75 le kilogramme.
Le bois de chêne pour longrines	

(*) On a donné à la fin du chapitre 2, page 419, les poids des fers, fonte et plomb, ainsi que le cube des bois entrant dans la composition du tablier.

et madriers de la passerelle. . 190f,00 le mètre cube.

Des prix spéciaux ont été appliqués pour les garde-corps sur les culées :

Les fers étaient payés.	0f,70	le kilogramme.
La fonte.	0,40	id.

Ces prix comprenaient la fourniture, les frais d'essai, de réception, de montage à l'usine, de chargement, transport, déchargement, bardage, mise en place, frais d'échafaudage, frais d'octroi ; ils comprenaient également, pour les fers, la peinture à trois couches dont une au minium et, pour les bois, le goudronnage à deux couches.

Le décompte de l'entreprise, réglé d'après les prix ci-dessus, s'est élevé à la somme totale de : 550 843f,40

se décomposant ainsi qu'il suit :

Fers, 1 332 708 kilogrammes à 0f,3845 . .	512 426f,23
Fonte, 58 115 kilogrammes à 0f,255. . . .	14 819 32
Plomb, 2 105 kilogrammes à 0f,75.	1 578 75
Bois, 69^{m3},049 à 190 francs.	13 119 31
Fers, 3 079 kil. / Fonte, 154 kil. } Garde-corps sur les culées.	2 216 90
Indemnité pour fourniture d'appareils à genouillère et d'étais en bois (lançage du tablier).	7 705 65
TOTAL.	551 866f,16
A déduire : Frais de timbre, d'enregistrement du marché et divers.	1 022 76
Montant de la situation définitive.	550 843f,40

Ce qui correspond à une dépense par mètre courant de tablier de 2 136 francs.

Outre les conditions d'usage, les fers employés dans la construction du tablier devaient, conformément aux prescriptions de la circulaire ministérielle du 5 août 1867,

supporter les épreuves suivantes : Pour les tôles, la charge de rupture moyenne par millimètre carré de section, devait être dans les essais, de 31 kilogrammes au moins, et l'allongement correspondant à cette charge, de 5 p. 100 au minimum. Aucune épreuve isolée ne devait d'ailleurs donner de résultat inférieur à 28 kilogrammes par millimètre carré ni un allongement inférieur à 4 p. 100. Pour les cornières, fers à T ou fers à U, la charge de rupture devait être au moins de 34 kilogrammes et l'allongement correspondant de 9 p. 100 au moins. Aucune épreuve isolée ne devait donner de résultat inférieur à 30 kilogrammes, ni un allongement correspondant inférieur à 6 p. 100.

Le délai d'exécution pour la préparation et le montage des fers à l'usine était de six mois ; il n'a pas été dépassé.

Le délai pour la mise en place, qui était de quatre mois, à partir de l'époque de la livraison des maçonneries et des abords du viaduc, a été de beaucoup dépassé, tant à cause des retards dans l'achèvement de ces maçonneries, que du mauvais temps persistant qui a gêné les travaux dans les deux tiers de l'année 1879.

Le projet complet du tablier du viaduc avec tous les détails d'assemblage, de rivetage, etc., a été dressé par les ingénieurs de la Compagnie ; le constructeur les a entièrement suivis.

Montage du tablier. — Le tablier fut monté sur une plate-forme de 100 mètres de longueur, réservée sur le remblai adjacent à la culée de Versailles, préalablement arasée dans ce but, à $6^m,50$ en contre-bas du niveau futur de la voie ferrée.

Le transport de tous les fers à cette plate-forme n'a pas été facile. La route la plus voisine était encore éloignée de près d'un kilomètre, et on avait décidé que la tranchée du chemin de fer serait sur ce parcours attaquée dès le début des travaux et livrée ensuite au constructeur pour

qu'il pût y poser une voie au moyen de laquelle il aurait fait le transport de ses fers à pied-d'œuvre.

Ce programme ne fut pas exécuté littéralement, en ce sens que la tranchée dont il s'agit ne fut pas livrée complètement terminée. Mais le constructeur put établir, tant bien que mal, sa voie de service dans une tranchée provisoire.

Les différentes pièces de fer amenées par cette voie sur le côté droit de la plate-forme de montage, étaient enlevées ensuite et présentées à leur place définitive par un treuil d'une force de 5 000 kilogrammes, placé sur une grande grue en charpente de $10^{m},50$ de hauteur. Cette grue roulait sur des rails écartés entre eux de 8 mètres, de sorte que les deux palées latérales de cet engin, réservaient entre elles la place nécessaire au passage du tablier, moins les consoles des trottoirs dont la pose s'effectua plus tard, au moyen de deux autres petites grues établies sur le dessus du platelage.

La charpente métallique de l'ouvrage était, au fur et à mesure de sa construction, placée, ainsi que cela se fait d'habitude, sur des points d'appuis formés de calages en chêne ; mais il fut assez difficile d'obtenir une stabilité suffisante pour ces calages qui s'enfonçaient dans le remblai détrempé par des pluies continuelles. On dut alors augmenter énormément l'embase de ces calages, les établir sur une plate-forme en charpente, formée de grandes pièces de bois de gros équarrissage, entretoisés dans les deux sens, et reposant eux-mêmes sur une forme de sable. Malgré ces précautions, ces points d'appui n'étaient pas absolument fixes et on était à chaque instant obligé de les relever.

Lançage du tablier. — On avait, suivant l'usage, fixé à l'avant du tablier, un avant-bec destiné à soulager le porte-à-faux pendant le lançage. Cet avant-bec avait 7 mètres d'avancée. Lorsque l'on eut monté une longueur

de 63 mètres de tablier, c'est-à-dire un peu plus que la première travée de rive, on la fit avancer sur la culée de Versailles, qu'on dépassa même d'une douzaine de mètres, de façon à rendre libre une partie de la plate-forme de montage, assez grande pour pouvoir monter à nouveau le complément de la deuxième travée. Il ne faut pas, en effet, perdre de vue que la plate-forme de montage n'avait que 100 mètres de longueur, et qu'il n'était pas possible, comme on le fait quelquefois, de construire en une seule fois tout le tablier pour le rouler ensuite.

Galets de roulement. — On se servit de vérins hydrauliques de 100 tonnes pour enlever les calages en bois qui portaient le tablier et les remplacer par les galets de roulement. Ceux-ci étaient en fonte ; ils avaient $0^{m},50$ de diamètre et $0^{m},07$ de largeur à la jante, et reposaient par l'intermédiaire de tourillons en fer de $0^{m},115$ de diamètre, sur un coussinet en fonte dont la base mesurait $0^{m},75$ sur $0^{m},75$. La hauteur totale de ces appareils était de $0^{m},75$. Grâce à la grandeur des galets, le mouvement de translation du tablier s'est effectué d'une manière très régulière et sans secousse.

Sur la plate-forme de montage, on avait disposé, tous les 15 mètres environ, une file de quatre galets pour soutenir le tablier. Cet espacement avait été déterminé de façon à ce que la charge transmise au remblai par le tablier, n'excédât pas la résistance du sol et que lors des arrêts dans le lançage, chaque file de galets pût se trouver au-dessous d'une des parties fortes de l'âme des grandes poutres, soit au droit des montants verticaux, soit au droit des points d'attache des barres du treillis aux semelles. Chaque file de galets comprenait, cela va sans dire, un galet placé sous chacune des poutres du tablier. Sur l'avant-corps de la culée, on n'avait établi également qu'une seule file de galets, ce qui était suffisant pour le premier lançage.

En se rendant compte des réactions pendant le lançage

sur les piles, on reconnut pratiquement que deux files de quatre galets sur chacune d'elles auraient été insuffisantes et qu'on devait en mettre trois par poutre. On disposa alors trois galets d'une même poutre sur un bâti métallique pouvant pivoter sur un genou en fer forgé.

De cette façon, le point d'appui constitué par cet ensemble pouvait prendre toutes les positions que prenait le tablier par suite des flexions ou des relèvements qui se produisaient dans les différentes phases du lançage.

Ces appareils à genouillère, primitivement projetés en fonte, furent exécutés en fer, afin d'utiliser des tronçons de poutrelles que le constructeur avait en magasin. C'est ce qui explique la forme qui leur a été donnée et qui est indiquée (Pl. 28, *fig.* 6 et 7).

Semelles ou chemins de roulement. — Les semelles des poutres ne roulaient pas directement sur les jantes des galets, mais par l'intermédiaire de chemins de roulement formés de feuilles de tôle superposées, qui avaient pour effet d'éviter le corroyage des semelles sous l'action des galets et de compenser les différences d'épaisseur de ces semelles. Ces chemins de roulement avaient $0^m,17$ de largeur et étaient fixés de distance en distance, aux semelles, au moyen de brides en fer maintenues par des écrous, brides que l'on déplaçait à la main quand elles étaient sur le point d'arriver sur un galet. Ces chemins de roulement ont eu le grand mérite de protéger les semelles des poutres, mais ils ont causé quelques embarras. Au bout d'un certain temps, les feuilles de tôle qui les composaient, se laminaient, s'allongeaient, et on était obligé de les recouper; de plus, il représentaient une dépense assez sensible qu'il est d'usage d'éviter.

Treuils et appareils de lançage. — Le mouvement de translation était donné au tablier par quatre treuils dont deux très forts, placés contre la paroi verticale antérieure de l'avant-corps de la culée, et deux autres plus petits pla-

cés contre l'arrière-culée. Les deux gros treuils, ainsi qu les moufles sur lesquelles ils agissaient, étaient placés sou les voies. Les deux petits treuils et leurs moufles étaien placés sous l'entre-voie. Ceux-ci ont suffi à eux seuls, pou le premier lançage, alors que la longueur de la partie mon tée du tablier métallique n'était que de 63 mètres. U câble de $0^{m},055$ de diamètre, enroulé sur chacun des treuils passait sur une paire de moufles dont l'une, correspon dant à un montant, était fixée à la partie inférieure d tablier et à 18 mètres en arrière, revenait ensuite passe sur une autre moufle fixée à la culée près du treuil, e retournait enfin s'attacher au tablier un peu en arrière de la première moufle. Chaque moufle comportait quatre poulies de $0^{m},35$ de diamètre. Il y avait à chaque gros treuil, cinq hommes, et à chacun des petits, quatre. En sorte que dix-huit hommes ont suffi pour opérer l'avancement du tablier. Quand les deux moufles étaient à peu près arrivées en contact, on les écartait à nouveau après avoir enlevé les câbles.

Les moufles sur la culée étaient fixées sur des montants en bois, placés verticalement sur le parement antérieur de la culée et contre lesquels s'appuyaient les treuils de lançage. Les joues de ces moufles étaient armées de cornières, lesquelles étaient fixées par des boulons contre les montants en bois dont on vient de parler. Quant aux moufles mobiles, elles étaient fixées aux poutrelles jumelles provisoires placées entre les poutres.

Les dispositions adoptées pour le lançage sont reproduites planche 28, figures 2 et 5.

Piles provisoires en bois. — Lorsqu'on eut amené l'extrémité antérieure de l'avant-bec à 12 mètres en porte-à-faux sur la culée, on arrêta le lançage et on procéda su la plate-forme de montage devenue libre, à la constructio de la deuxième travée du tablier. En même temps on construisit entre la culée et la pile n° 1 une pile en charpente

destinée à soutenir le tablier pendant le deuxième lançage. Les grandes poutres n'avaient pas, en effet, de semelles suffisantes pour être en porte-à-faux sur la culée, de toute l'ouverture d'une travée. On aurait pu y suppléer au moyen de semelles additionnelles convenablement disposées, mais le constructeur avait trouvé plus économique et plus simple de diminuer le porte-à-faux de moitié, en établissant dans chaque travée une pile provisoire en charpente dans laquelle il fit entrer les bois des échafaudages ayant déjà servi aux travaux de fondation. Par le fait, ce fut la même pile qui servit successivement pour le lançage dans les quatre travées; elle était en effet disposée de telle façon qu'elle pouvait être allongée ou raccourcie d'un ou de deux étages de charpente.

Cette pile provisoire, dont les dispositions sont données planche 28, figures 3, 4 et 8, était simplement posée sur une plate-forme de charpente formée de poutrelles entre-croisées, établies sur forme de sable; elle comprenait deux palées reliées entre elles par des moises et des croix de Saint-André, et chaque paléc était elle-même composée de huit poteaux verticaux jumelés, ayant chacun $0^{m},27$ à $0^{m},30$ d'équarrissage au petit bout et réunis entre eux par des moises et des croix de Saint-André. Chacun de ces montants verticaux, qui se trouvait dans l'axe des poutres du tablier, reposait sur la plate-forme en charpente établie sur le sol, ainsi qu'on vient de le dire, au moyen d'une des plaques de fonte des appareils de dilatation qui devaient être placés plus tard sur le couronnement des piles. Les clavettes des mêmes appareils avaient été utilisées également pour caler et relever au besoin les mêmes montants. On obtenait de cette façon une bonne répartition des charges du tablier sur le terrain naturel, et on était maître de relever ces palées en cas de tassement.

Il est permis de trouver que ces piles ont été construites avec un certain luxe de bois et qu'on aurait pu les établir

plus économiquement. Il est donc inutile d'ajouter qu'elles se sont très bien comportées pendant le lançage.

Sur l'une des palées on avait placé des galets fixes pour recevoir l'avant-bec du tablier et on avait réservé l'autre palée pour recevoir les vérins hydrauliques. On avait besoin de ces vérins, soit pour relever le tablier qui, sous l'influence du porte-à-faux, avait nécessairement pris une certaine flèche, soit pour compenser le tassement de la pile en charpente, soit enfin pour régler les galets de roulement établis sur la palée voisine.

Lorsque cette pile provisoire fut établie, on doubla le nombre des galets au moyen desquels le tablier reposait sur l'avant-corps de la culée. On s'était en effet rendu compte de la réaction maxima que cette culée devait produire dans la portion la plus défavorable du tablier, et cela avait conduit à mettre en ce point deux files de galets au lieu d'une.

Le lançage sur la pile en charpente se fit sans incident. Le tablier avançait de $0^m,06$ par minute en moyenne. Lorsque l'avant-bec eut dépassé la pile en charpente et que l'avant du tablier fut arrivé au-dessus de la palée qui portait les vérins hydrauliques, on releva le tablier pour caler les galets de roulement à la hauteur voulue.

Quand l'avant-bec commença à porter sur ces galets, la palée éprouva tout d'abord un léger renversement de 3 à 4 centimètres, qui se réduisit ensuite de lui-même par l'effet de l'élasticité des bois. On observa ces déplacements, d'abord avec une lunette à réticule placée à quelque distance, puis avec un fil à plomb fixé à la partie supérieure de la palée, descendant jusqu'au sol et abrité du vent par un coffrage en planches. Les tassements de la palée furent observés avec un niveau à bulle d'air; ils ont été presque toujours insignifiants.

On continua ensuite à rouler le tablier sur la palée, de façon à l'amener à dépasser d'une dizaine de mètres la pile

n° 1, sur laquelle on avait établi des galets pour le recevoir, puis on le releva au niveau qu'il devait occuper, et on le fit reposer sur la pile au moyen de calages en chêne établis au droit des parties fortes de l'âme des grandes poutres et en avant des galets de lançage. On procéda alors au montage de la troisième travée.

Consolidation de l'âme des poutres au moyen de montants en bois. — Pendant ce second lançage, on avait renforcé au moyen de montants jumelés en bois, placés de chaque côté du treillis, les parties de l'âme des grandes poutres qui étaient appelées à travailler d'une façon exagérée pendant le lançage. Ces montants étaient coincés fortement au moyen de cales en fer sur les cornières fixant l'âme aux semelles des poutres.

Constatation du travail des fers pendant le lançage. — On se rendait compte du travail des fers pendant le lançage, au moyen de l'appareil inventé par M. Manet, ancien ingénieur de la maison Cail, appareil aussi simple qu'ingénieux, qui s'installait ou s'enlevait avec la plus grande facilité, sans qu'il fût besoin de préparer à l'avance des trous dans les fers à éprouver, et qui donnait par simple lecture sur un cadran gradué, la tension ou la compression du fer exprimée en kilogrammes.

Ces appareils permirent de contrôler les résultats que le calcul avait indiqués, et, ce qui fut plus utile, de se rendre compte des inégalités de tension produites dans chaque poutre. On avait beau, en effet, régler mathématiquement les galets de roulement, avant le commencement du lançage, on n'en était pas moins obligé de recommencer ce réglage à chaque instant : les semelles des grandes poutres n'étaient pas et ne pouvaient pas être rigoureusement montées suivant un plan horizontal, les chemins de roulement eux-mêmes ne pouvaient l'être; l'eussent-ils été, que, sous l'effet du laminage dont on a parlé, leur épaisseur eût été sans cesse variable. En sorte qu'il arrivait souvent

qu'après avoir réglé les quatre galets d'une même file, et assuré ainsi un travail sensiblement égal dans quatre poutres du tablier, on s'apercevait, au bout d'un certain temps, qu'une poutre travaillait plus que l'autre; tant que ces différences n'étaient pas sensibles on les négligeait; quand elles s'accentuaient dans le même sens, on relevait les galets des poutres qui travaillaient moins, ou on baissait ceux des poutres qui travaillaient trop.

Cette opération fut heureusement peu fréquente au début. Elle le devint davantage à la fin du lançage. On se servait alors de vérins pour caler ou décaler les galets, et comme cela faisait perdre énormément de temps, et que souvent il fallait recommencer l'opération en sens inverse, quelques instants après, on préféra ne plus toucher aux vérins. On se servit alors de bandes de tôles de 2, 4, 6 ou 8 millimètres d'épaisseur qu'on engageait suivant les indications des appareils Manet, entre les chemins de roulement et les galets qui, étant trop bas, ne portaient pas leur part de la charge du tablier. On arriva ainsi par ce moyen plus expéditif et plus simple à assurer une parfaite égalité de travail dans les quatre poutres du tablier.

On pourra trouver excessives ces précautions qu'on ne prend pas d'habitude dans la plupart des lançages, en sorte que l'on ne sait absolument rien sur les efforts qu'on impose réellement aux fers et qui peuvent dépasser très fortement le travail théorique déduit des calculs. A ce point de vue, l'emploi des appareils Manet présente ce grand avantage de permettre de révéler ces efforts et d'empêcher le métal de s'énerver; on a été d'autant plus heureux de les avoir au val Saint-Léger qu'il s'agissait là de poutres de 70 mètres de portée.

Chaînage reliant entre elles les piles du viaduc. — On avait craint, au début, que les piles, qui, dans le sens de la marche du tablier, présentaient une très faible épaisseur, ne fussent renversées par la poussée du tablier pendant le

lançage, et on avait jugé utile de relier les piles et les palées avec la culée du côté de Versailles au moyen de quatre chaînages en fer, formés simplement de fers plats de $0^m,055$ de largeur sur $0^m,012$ d'épaisseur. Ces chaînages étaient soutenus, de distance en distance, par des supports en fer fixés au tablier; mais comme ceux-ci se déplaçaient avec le tablier pendant que les chaînages restaient fixes, il arrivait que les premiers étaient souvent accrochés par les seconds, et il fallait de temps à autre soulever ceux-ci pour que les premiers reprissent leur position primitive. C'était en définitive une assez petite sujétion.

En fait, on se demande si, en raison du grand diamètre des galets, ces chaînages étaient indispensables pour les piles. Cela n'a pas été démontré. Mais comme il était prudent de les avoir pour les palées, on en a profité pour maintenir les piles.

Le lançage du tablier du viaduc s'est continué de la même manière jusqu'à la fin. On faisait avancer le tablier jusqu'à ce qu'il vînt reposer sur une des piles. On dépassait même un peu cette position, de façon à débarrasser davantage la plate-forme de montage et à permettre la construction d'une deuxième travée. Quand celle-ci était terminée, on faisait avancer le tablier sur la pile suivante, et ainsi de suite.

Ce lançage a duré beaucoup plus longtemps qu'on ne l'avait prévu. Commencé vers le milieu de mars 1879, il n'a été terminé que le 5 février 1880. Il est vrai de dire que les pluies continuelles de l'année 1879, les grands froids de l'hiver 1880, la difficulté de transport des fers sur une voie de service mal établie dans une tranchée inachevée, le peu de longueur de la plate-forme de montage, ont été les principales causes de ce mécompte.

Lorsque le tablier fut amené à sa place définitive, on s'occupa de poser la dernière assise du couronnement des piles, que l'on avait dû ajourner pour réserver la place

des galets de lançage. Cette opération a donné lieu à des accidents, en raison de la qualité plus que défectueuse de la pierre de taille fournie par l'entrepreneur des maçonneries. On en rend compte dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VI.

MISE EN PLACE DES COURONNEMENTS DES PILES ET DE LA CULÉE CÔTÉ DE VERSAILLES.

PREMIÈRE PARTIE.

Le couronnement de chacune des trois piles du viaduc comprenait deux assises en pierre de taille. La première de $0^m,30$ de hauteur, la seconde, sur laquelle devaient reposer les appareils de dilatation, de $0^m,50$.

Lors de la construction des piles, on n'avait posé, ainsi qu'on l'a déjà dit, que la première assise sur laquelle furent installés les galets servant au lançage du tablier. Ces galets, y compris les calages sur lesquels ils reposaient, présentaient une hauteur de $1^m,07$. Le tablier, après le lançage, se trouvait ainsi de $0^m,15$ trop élevé par rapport au niveau qu'il devait occuper après sa mise en place définitive. Si la seconde assise du couronnement, qui avait $0^m,50$ de hauteur, avait été posée avant le lançage, l'abaissement à opérer pour mettre le tablier en place, eût été non plus seulement de $0^m,15$, mais de $0^m,50 + 0^m,15$ soit de $0^m,65$. C'est pour éviter un pareil abaissement toujours dangereux à effectuer, qu'on avait renoncé à poser l'assise supérieure du couronnement avant le lançage du tablier.

Lorsque cette dernière opération fut effectuée, le tablier reposait sur les piles par l'intermédiaire des galets de roulement qu'on avait eu soin de placer aussi près que possible de l'arête *ab* (Pl. 29, *fig.* 5), afin de laisser libre, de

l'autre côté de la pile, une largeur suffisante pour pouvoir disposer sous chaque poutre deux vérins hydrauliques et soulever le tablier quand on en aurait besoin.

La mise en place du couronnement consistait pour chacune des piles :

1° A soulever le tablier de quelques centimètres à l'aide des vérins, afin de pouvoir enlever les galets de roulement placés sous les quatre poutres ;

2° A substituer aux galets, des calages en chêne et à descendre le tablier sur ces calages ;

3° A élever et mettre en place les quatre pierres d'angles A ;

4° A procéder de même à l'égard des deux pierres B (Pl. 29, *fig.* 6) ;

5° A placer deux vérins sous chacune des poutres intermédiaires et deux autres sous chacune des deux poutres de rive (deux de ces derniers vérins étant placés sur les pierres B nouvellement posées, les deux autres près de ces pierres et reposant sur la première assise) ; à soulever le tablier au moyen de ces huit vérins, afin d'enlever les calages C ; à ouvrir les vérins V, à les enlever, mais maintenir tous les autres en pression ;

6° A élever et mettre en place les quatre pierres DD, EE ; à opérer de même pour les quatre pierres placées sous les deux poutres intermédiaires, en enlevant les calages restants et en soutenant le tablier au moyen des huit vérins placés, soit sur les pierres nouvellement posées, soit près de ces pierres.

Tel était le programme que l'on comptait suivre pour poser l'assise du couronnement en pierre de taille d'Euville, qui restait à placer sur les piles. On va maintenant examiner en détail chacune des opérations qui le compose.

1° *Soulever le tablier de quelques centimètres à l'aide des vérins, afin de pouvoir enlever les galets de roulement placés sous les quatre poutres.* — La réaction de

chacune des quatre poutres sous le poids propre du tablier étant d'environ 96 000 kilogrammes, le poids total reposant sur une pile était donc de 4 × 96 000 kilogrammes = 384 000 kilogrammes. Pour soulever ce poids, on disposait, ainsi qu'il a été dit plus haut, de huit vérins hydrauliques d'une force nominale de 100 000 kilogrammes chacun. Ces vérins avaient $0^m,25$ de diamètre, $0^m,35$ de hauteur et leur piston avait une course suffisante pour élever la charge de $0^m,15$ environ.

Il semble au premier abord qu'on disposait là d'un excédent de force, puisque la résistance ne dépassant pas 384 000 kilogrammes, la puissance s'élevait à 800 000 kilogrammes.

Mais il faut tout d'abord remarquer qu'aussitôt qu'on relève l'un des points d'appui d'une poutre, la réaction de cet appui cesse d'être égale à la réaction calculée et devient plus grande. *A priori*, on aurait pu croire qu'un relèvement minime de 1 à 2 centimètres seulement eût été sans grande influence ; l'expérience a prouvé le contraire, et on a dû toujours, pour soulever le tablier, agir non seulement avec 8 vérins sur une pile, mais encore avec 8 autres sur la pile voisine, afin de diminuer la réaction du tablier sur la première.

En second lieu, il est prudent de ne faire supporter aux vérins hydrauliques que la moitié au plus de l'effort que comporte leur force nominale ; car les engins de cette nature sont rarement construits avec une solidité suffisante et se brisent fréquemment, comme on aura l'occasion de le voir.

Ces deux raisons expliquent pourquoi on avait jugé à propos d'avoir, pour soulever le tablier, une puissance totale de 800 000 kilogrammes, alors que la résistance calculée était seulement de 384 000 kilogrammes.

On soulevait donc le tablier au moyen de 8 vérins, de $0^m,02$ à $0^m,03$ environ, c'est-à dire de la hauteur stricte-

ment nécessaire pour enlever les galets de roulement ayant servi au lançage. Il convient de remarquer que ces galets reposaient sur des semelles en chêne que le poids du tablier avait fortement comprimées, et qui, à raison de leur élasticité, tendaient à reprendre leur forme primitive à mesure que le pont était soulevé; c'est ce qui explique pourquoi il fallait soulever le tablier de $0^m,02$ à $0^m,03$, quand quelques millimètres à peine auraient suffi pour permettre l'enlèvement des galets, s'ils eussent reposé sur une base incompressible.

2° *Enlever les galets, y substituer des calages en chêne et descendre le tablier sur ces calages.* — Dès que le pont était relevé à la hauteur voulue, on retirait les 4 files de galets, et l'on substituait sous chaque poutre des pièces de bois en chêne de $0^m,85$ de longueur et de $\frac{30}{20}$ environ d'équarrissage. Ces bois étaient tous d'égale épaisseur et lavés à la scie sur leurs quatre faces, de manière à constituer des calages réguliers, composés de pièces bien assises les unes sur les autres et ne pouvant ni s'infléchir, ni se renverser sous l'influence de la charge. Le tablier reposait sur ces calages par l'intermédiaire de deux bouts de rails placés transversalement aux poutres. Afin de répartir d'une manière uniforme les pressions sur les pierres et d'éviter toute rupture de celles-ci, on avait eu le soin de répandre à leur surface un lit de sable tamisé de $0^m,01$ d'épaisseur sur lequel portaient ces calages.

Lorsque ces calages étaient en place, huit hommes dont un à chaque vérin, ouvraient simultanément les robinets de décharge; l'eau s'échappait des vérins, le tablier descendait et venait reprendre, en s'appuyant sur ces nouveaux supports, le niveau qu'il occupait primitivement sur les galets de roulement.

Ces manœuvres de vérins se faisaient avec ensemble pour les quatre poutres du tablier. Malheureusement, il

arrivait que les hommes tournaient irrégulièrement les robinets des vérins qu'ils manœuvraient, de là des inégalités de pressions qui amenaient quelquefois la rupture des vérins. Pendant la mise en place des couronnements, trois vérins se sont ainsi brisés. C'étaient des vérins neufs. Aucun des vérins d'ancienne fabrication provenant de la même maison n'avait manqué, même dans les conditions les plus défavorables. Ce fait montre donc bien qu'il est toujours prudent de ne jamais faire supporter à ces appareils la charge théorique qu'ils sont censés pouvoir soulever.

Pour éviter ces accidents, il faudrait pouvoir obtenir une égalité de pression de l'eau dans chacun des vérins employés. On serait sûr ainsi que si un vérin était actionné plus vigoureusement que son voisin, il ne risquerait pas d'être soumis à un effort supérieur à celui qu'il doit au maximum supporter. On réaliserait cette condition en réunissant par un même tube en cuivre les divers vérins en charge et en ne leur donnant qu'un robinet commun pour l'échappement de l'eau.

A défaut de ce procédé un peu compliqué, on pourrait se contenter de prendre des vérins d'égale force, en se bornant à ne les charger que de la moitié du poids théorique qu'ils sont censés pouvoir soulever et en faisant agir ces vérins avec le plus d'ensemble possible par la manœuvre simultanée des pompes de chacun d'eux.

Il est d'ailleurs toujours bon de se mettre à l'abri de tout accident en plaçant à côté de ces appareils, des calages de sûreté qui, en cas de rupture de l'un d'eux, limitent à un ou deux centimètres au plus la chute du tablier. Sans doute, l'emploi de ces calages de sûreté amène une complication, une perte de temps très grande ; mais c'est grâce à cet emploi que l'on a pu mener à bien, sans le plus petit accident, la pose en sous-œuvre des couronnements des piles et culées du viaduc du val Saint-Léger.

3° *Élever et mettre en place les quatre pierres d'angle.*

— Préalablement à leur mise en place, les pierres d'Euville avaient été déposées au pied de chacune des piles dont elles devaient former le couronnement. Une chèvre mouflée, munie d'un treuil, avait été placée à la partie supérieure des poutres, près de la pile. On avait enlevé sur le tablier le nombre de tôles striées nécessaire pour le passage des chaînes et des palans de cette chèvre.

Les quatre pierres d'angle furent successivement montées et mises en place sans difficultés, puisqu'il ne se trouvait aux emplacements qu'ils devaient occuper, ni calages, ni vérins qui pussent en gêner la pose. Ces pierres, comme toutes les autres, du reste, devaient supporter de fortes pressions, non pas après la mise en place du tablier, mais pendant la pose des pierres du couronnement, puisqu'elles devaient successivement servir de points d'appui aux vérins; elles devaient donc être scellées d'une manière irréprochable; c'est pour ce motif qu'on les posait sur bain de mortier soufflant, en ayant soin de les comprimer à l'aide d'un vérin hydraulique que l'on intercalait entre elles et les poutres du tablier (*).

4° *Élever et mettre en place les deux pierres* B (Pl. 29, *fig*. 6). — Les pierres B furent élevées et mises en place de la même façon que les quatre pierres d'angle. La pose ne présentait aucune difficulté, leur emplacement étant libre de calages ou de vérins.

5° *Soulever le tablier, enlever les calages* C *et mettre en place les pierres* DD, EE. — Les opérations indiquées dans le § 5 du programme donné au début de ce chapitre pour mettre en place les pierres DD, EE consistaient à placer deux vérins sous chacune des deux poutres intermédiaires et deux autres vérins sous chacune des deux poutres de rive (deux de ces vérins étant posés sur les pierres B nou-

(*) Afin de faciliter les manœuvres qu'exigeait leur mise en place, un échafaudage volant avait été établi autour de la pile, à hauteur du couronnement à poser.

vellement scellées, les deux autres à côté, sur les pierres de la première assise), puis à soulever le tablier au moyen de ces huit vérins, afin d'enlever les calages C qui occupaient une partie de l'emplacement des pierres à poser; à ouvrir, puis enlever les vérins V, mais en maintenant tous les autres en pression; enfin à élever et mettre en place les quatre pierres DD, EE.

Or, lorsqu'on commença à soulever le tablier, on constata qu'une fissure verticale s'était produite dans les pierres B nouvellement posées, avant même que les vérins voisins eussent été enlevés pour laisser la place libre aux pierres D qu'on allait mettre en place. On crut d'abord que ces pierres s'étaient cassées par suite de l'existence de défauts dont pouvaient être exemptes les pierres voisines, et on passa outre; mais lorsque les pierres D furent posées et qu'on y installa des vérins afin de procéder à la mise en place des pierres voisines E, des cassures analogues se produisirent sur ces pierres, dans les mêmes conditions que sur les précédentes. On avait eu soin cependant d'interposer entre les pierres et les vérins, des plaques en fonte de $0^m,10$ d'épaisseur reposant sur des planches en sapin et une légère couche de sable (*).

On ne pouvait attribuer ces ruptures à un excès de charge, puisque ainsi qu'on le dit plus haut, la charge transmise par chaque poutre à son sommier de pierre de taille ne devait être, même avec la charge d'épreuve, que de 13 kilogrammes par centimètre carré; or, il restait assez de marge entre ce chiffre et la charge limite d'écrasement de la pierre d'Euville, qui est de 350 à 400 kilogrammes, pour parer aux inégalités de pression pouvant résulter de

(*) On ne disposait entre le dessus des pierres de la deuxième assise du couronnement et le dessous des poutres que de $0^m,55$ de hauteur. En déduisant $0^m,40$ pour la hauteur des vérins et des fourrures placées entre les rivets des poutres au-dessus des pistons, il ne restait plus que $0^m,15$. C'est pourquoi on n'a pu mettre des plaques de plus forte épaisseur, qui eussent réparti la pression sur une plus grande surface.

l'emploi des vérins. Ce qui le prouve, c'est que, même en calculant la charge transmise à ces pierres par les vérins, dans le cas où ceux-ci eussent produit ensemble un effort égal à celui résultant de leur force nominale, soit 800 000 kilogrammes, ce qu'ils étaient incapables de faire, on n'arriverait encore qu'à une pression de $\frac{800\,000}{16\,000} = 50$ kilogrammes, chiffre égal au huitième de la charge de rupture des pierres d'Euville de *bonne qualité.*

On ne pouvait, d'autre part, attribuer ces cassures à l'insuffisance de mortier dans les lits de pose ou à la mauvaise qualité de ce mortier, puisqu'on ne constata aucun vide dans ces lits de pose lorsqu'on enleva les pierres brisées, et que ce mortier, fait exclusivement avec du ciment, présentait une dureté excessive.

Il fallait donc admettre que les pierres d'Euville employées étaient de mauvaise qualité. On avait remarqué que là où elles s'étaient brisées, elles présentaient intérieurement des parties jaunes terreuses et friables. On jugea dès lors utile de vérifier la résistance à l'écrasement des parties de ces pierres qui étaient saines. Les épreuves faites, soit à l'École des Ponts et Chaussées, soit par le service central de statistique des matériaux, dirigé par M. l'Ingénieur en chef de Perrodil, furent très concluantes et prouvèrent que les pierres fournies commençaient à s'écraser sous des charges de 80 à 140 kilogrammes par centimètre carré, ce qui était bien loin des charges de 350 à 400 kilogrammes qu'on était en droit d'exiger. Il était donc certain qu'elles appartenaient à des bancs tendres et de mauvaise qualité, et il n'y avait rien d'extraordinaire à ce que, sous des charges modérées comme celles qu'on leur avait fait supporter, ces pierres se fussent brisées.

Il ressort de ces faits un enseignement utile :

On vend comme pierres d'Euville une grande quantité

de pierres qui ne proviennent pas de ces carrières et qui, avec les mêmes aspects extérieurs, présentent entre elles des différences considérables dans la qualité et le degré de résistance. Aussi, bien que les pierres de cette provenance offrent une résistance dix fois supérieure à celle dont on a besoin dans la plupart des constructions, est-il prudent de ne l'admettre qu'avec la plus grande circonspection lorsqu'il s'agit de l'employer dans des ouvrages d'une grande importance. Pour ces ouvrages, on ne doit pas hésiter à donner de suite la préférence aux pierres les plus dures qu'on puisse avoir à sa disposition ; on dépensera certainement davantage, mais on sera à l'abri des accidents, et on n'aura pas surtout à redouter de ce fait des retards considérables dans l'exécution des travaux. C'est le parti qui fut pris tardivement pour le viaduc Saint-Léger ; on renonça à la pierre d'Euville pour l'assise supérieure du couronnement des piles, et on la remplaça par du granit de Normandie, ce qui amena à modifier le programme d'abord arrêté pour la pose de cette assise. On établit, pour y appuyer le tablier, de grandes et fortes palées en charpente, de manière à rendre complètement libre le dessus des piles et à permettre la pose des pierres de couronnement en une seule fois et sans entraves.

En attendant que les granits fussent arrivés et que les charpentes dont on avait besoin pour les placer fussent prêtes, on descendit le tablier à la place qu'il devait occuper définitivement. Cette opération s'effectua sur chacun des points d'appui par quatre reprises distinctes et successives.

DEUXIÈME PARTIE.

Palées en charpente. — Les maçonneries de fondations des piles, arasées un peu en contre-bas du sol naturel, pré-

sentaient, par rapport aux faces des piles proprement dites, une saillie de $0^m,50$ environ. On profita de cette saillie pour y faire reposer la base des palées qu'on voulait établir.

Ces palées, dont les dispositions sont indiquées, en ce qui concerne la pile n° 2, Pl. 29, *fig.* 1 et 2, se composaient chacune d'une forte semelle en chêne de $\frac{0,41}{0,41}$ d'équarrissage et de 10 mètres de longueur, posée à bain soufflant sur la saillie dont on vient de parler. Sur cette semelle et correspondant à l'aplomb de chacune des poutres, reposaient quatre grandes bigues en sapin des Vosges, de $21^m,58$ de hauteur pour la pile n° 2, et de $16^m,80$ pour la pile n° 3, présentant un équarrissage minimum au milieu de leur hauteur de $\frac{0,53}{0,53}$.

Ces pièces ne purent être placées verticalement parce que, dans cette position, elles seraient venues se placer sous des parties relativement faibles de l'âme des grandes poutres du tablier, c'est-à-dire entre deux points de croisements successifs des barres du treillis composant cette âme. On préféra donc les incliner légèrement du côté opposé à la pile, de façon à les faire aboutir à l'un de ces points de croisement.

Les quatre bigues étaient réunies entre elles par cinq lignes de moises, dont une double à la partie supérieure, une deuxième $0^m,75$ plus bas, correspondant au dessous de la première assise du couronnement; une troisième et une quatrième, distantes entre elles de $6^m,50$, et enfin une cinquième formée d'une seule moise, à la partie inférieure, immédiatement au-dessus de la semelle. Deux grandes croix de Saint-André réunissaient les quatre bigues entre elles; enfin deux contre-fiches transversales, reposant sur la grosse semelle de la base, contre-boutaient les bigues de rive au milieu de leur hauteur et s'opposaient avec la croix

de Saint-André au renversement transversal de la palée.

On avait calculé la force pratique des grandes bigues d'après la règle de Rondelet; mais cette règle s'appliquait-elle encore pour des bigues inclinées, présentant une telle hauteur, une section relativement aussi faible et supportant un poids si considérable? L'expérience a répondu affirmativement : c'est un résultat assez précieux à noter. Toutefois, comme on ne voulait pas s'exposer à des accidents, on jugea à propos, à titre de surcroît de précaution, de placer entre les bigues, au milieu de leur hauteur, et le parement de la pile, deux petites moises s'opposant à tout flambage vers la pile. Pour parer au flambage dans le sens opposé, on plaça également contre chaque bigue une contre-fiche de $10^{m},50$ de hauteur, s'appuyant sur une semelle en chêne placée sur le sol naturel.

Il restait ensuite à rendre solidaires, au moyen d'entretoises, les deux palées isolées, placées chacune d'un côté de la pile en maçonnerie.

Cet entretoisement se fit au moyen de sept moises de $\frac{25}{25}$ d'équarrissage, placées entre les poutres en fer du tablier, et fixées à l'aide d'embrèvements et de boulons contre la première double ligne de moises placée à la partie supérieure des bigues.

La seconde ligne de moises, placée à $0^{m},75$ plus bas, sous la première assise du couronnement, fut également réunie à la ligne de moises correspondante de la palée qui se trouvait de l'autre côté de la pile, par quatre moises de $\frac{30}{15}$, assemblées deux à deux et placées contre le parement de la pile.

Le cours supérieur de ces entretoises, placées entre les poutres en fer du tablier, n'était que provisoire. Il eût été en effet impossible de les conserver, puisqu'elles passaient sur la pile à la place que devait occuper plus tard la

deuxième assise du couronnement. On avait donc prévu qu'elles seraient remplacées par des tirants en fer de 0m,035 de diamètre, placés à la partie supérieure de la première assise du couronnement et logés dans une rigole pratiquée dans la face supérieure de cette assise. Or, comme pour poser ces tirants il était nécessaire que le dessus de la pile fût dégagé des calages qui supportaient le tablier, il fallait donc soulever le tablier et le faire reposer sur la palée. C'est alors que les entretoises provisoires dont il s'agit servirent, puisqu'elles étaient seules pour retenir les deux palées et les empêcher de se renverser. Aussitôt les calages enlevés, on pratiqua les rigoles dans l'assise inférieure du couronnement, on y plaça les tirants en fer (*) reliant ensemble les deux côtés de la palée; c'est à ce moment seulement que les moises provisoires furent définitivement enlevées.

Pierres de taille de granit. — Le granit employé pour les couronnements des trois piles provenait des carrières de Diélette-Flamanville (Manche). Il présentait ce double avantage sur le granit bleu des carrières de Vire, d'offrir une résistance plus forte, qui atteignait jusqu'à 1 100 kilogrammes par centimètre carré; de ne pas se rouiller à la pluie, en raison de ce qu'il ne renferme que peu ou point de mica. Une autre raison qui fit également donner la pré-

(*) Ces tirants se composaient chacun de trois parties réunies entre elles au moyen de clavettes. La partie centrale avait comme longueur l'épaisseur de l pile; les deux parties extrêmes pénétraient dans les deux bigues se correspondant sous une même poutre et les reliaient. Les deux extrémités de ces tiges étaient taraudées; les bigues étaient solidement maintenues par ces tirants au moyen d'une large rondelle retenue par deux écrous accouplés.

Lorsque après la pose des granits, on enlevait la charpente, les deux parties extrêmes des tirants étaient également enlevées; quant à la partie centrale, qui se trouvait engagée entre les deux assises du couronnement, on plaçait à leurs extrémités deux fortes rondelles en fonte, énergiquement coincées par des clavettes. Ces tirants, qu'on ne pouvait plus enlever, furent ainsi utilisés pour relier énergiquement les deux assises du couronnement et s'opposer à toute disjonction des pierres sous l'influence des vibrations que les charges roulantes peuvent communiquer au tablier.

férence aux carrières de Diélette, c'est qu'elles étaient en état de fournir plus facilement de gros blocs que les carrières de Vire, où l'extraction est plus difficile, le choix moins varié et le prix de revient plus élevé.

Le granit de Diélette a coûté 70 francs le mètre cube, rendu sur wagon en gare de Couville.

Les parements droits étaient payés	14	francs	le mètre.
Les parements en chanfrein. . . .	21	—	—
Les parements refouillés.	28	—	—
Les lits et joints.	7	—	—

Mise en place des granits des piles 2 et 3. — On a vu, dans la première partie de ce chapitre, que les pierres d'Euville des couronnements avaient été déposées au pied de chacune des piles et qu'elles étaient élevées au moyen d'une chèvre mouflée jusqu'à la place qu'elles devaient occuper. Pour la pose des pierres de granit, il ne fallait plus songer à employer ce moyen, puisque la charpente établie autour des piles s'opposait au passage des pierres. On dut donc procéder différemment.

Les granits arrivant par la route nationale n° 190, étaient amenés à l'extrémité du tablier, près de la culée de Poissy. On avait établi sur le tablier, depuis cette culée jusqu'à la pile n° 3, où une voie provisoire était placée, une grue roulante et pivotante. Les pierres de granit étaient chargées au lieu de dépôt sur des wagonnets et transportées ainsi jusqu'à la grue, qui les prenait et les descendait entre les deux poutres intermédiaires, jusqu'à la place qu'elles devaient occuper. La pose de ces pierres n'offrait donc plus de difficultés puisque le tablier reposant sur la palée, la pile se trouvait libre de tous calages. C'est ainsi que furent posés sur les piles n°s 2 et 3, non seulement la deuxième assise du couronnement, mais encore les appareils de dilatation.

On se servit également de la palée pour mettre le tablier métallique à sa place définitive; seulement on remplaça par des vérins les calages sur les bigues.

Cette substitution se fit au moyen de seize vérins : on souleva le tablier avec huit vérins placés sur les couronnements en granit nouvellement posés; on enleva les calages en chêne sur les bigues, on les remplaça par huit autres vérins qu'on mit immédiatement en charge, et on retira ceux qui se trouvaient sur la pile.

On plaça alors les appareils de dilatation; on les régla, puis, en ouvrant simultanément les 8 vérins placés sur la palée, on fit descendre doucement le tablier, qui se trouvait surélevé de 15 à 20 millimètres environ au-dessus du niveau qu'il devait occuper définitivement.

Mise en place des granits sur la pile n° 1. — La pile n° 1 se trouvait dans des conditions toutes particulières qui ne permirent pas d'installer une palée semblable à celles des piles n°s 2 et 3.

On a vu au chapitre 1er que, pendant l'exécution des fondations, un mouvement des terres avait déplacé, du côté de Versailles, le massif des fondations. Quand on construisit la pile, son axe fut placé dans la position prévue, mais comme le massif des fondations s'était incliné, il en résulta que l'axe de la pile et celui du massif ne se trouvèrent plus sur la même verticale, d'où cette conséquence que la saillie du massif des fondations sur la pile n'était, du côté de Poissy, que de $0^m,05$ à $0^m,06$, c'est-à-dire présentait une largeur sur laquelle il était impossible d'établir quoi que ce soit, tandis que du côté de Versailles, la saillie n'était pas moindre de $0^m,70$. Sur celle-ci on aurait pu placer des étais verticaux pour supporter le tablier, mais on dut y renoncer parce que ces supports verticaux n'auraient pas correspondu à un point de croisement des barres du treillis, et qu'ils n'auraient jamais pu présenter à leur sommet une section suffisante pour recevoir deux vérins chacun. On fut donc obligé de supporter le tablier sur un fort tréteau en charpente (Pl. 29, *fig.* 7 et 8), et comme on ne pouvait asseoir ce tréteau sur la saillie de $0^m,70$ de largeur

qui existait sur la surface de la pile située du côté de Versailles, on l'établit du côté opposé, sur une couche de sable de $0^m,35$, recouverte d'un platelage en madriers, auquel on donna une surface totale de 26 mètres carrés, afin de ne faire porter au sol qu'une pression moyenne de $1^k,40$ par centimètre carré.

Le tréteau en charpente était formé de huit poteaux reposant sur le platelage qu'on vient de décrire, par l'intermédiaire de deux cours de semelles de 0,40/0,50 d'équarrissage. Ces poteaux, qui présentaient chacun une section moyenne de $\frac{0,45}{0,45}$, correspondaient deux à deux à l'axe de chacune des poutres métalliques du tablier, et à l'endroit où l'âme de ces poutres présentait un montant vertical; ils étaient reliés, quatre par quatre, transversalement, par deux croix de Saint André et trois lignes de moises simples. Dans l'autre sens, ils étaient reliés, de deux en deux, par trois lignes de moises doubles.

On prévoyait que malgré la faible pression transmise au sol par la palée, celui-ci céderait sous l'influence de la charge. L'expérience confirma ces prévisions, puisque la palée, sous l'influence des huit vérins, tassa de $0^m,13$ environ; et comme le sol cédait plus facilement du côté le plus éloigné de la pile, on constata un renversement vers Poissy d'à peu près $0^m,08$. On eut raison du renversement en coinçant la palée sur ses semelles; quant au tassement, on en fut quitte pour mettre des fourrures en chêne sous les vérins.

Quand le sol eut été fortement comprimé à l'aide de huit vérins, les tassements, quoique persistant toujours, diminuèrent de plus en plus. Aussi, résolut-on de ne mettre aucun calage sur la palée. On y maintint constamment huit vérins pendant la pose des couronnements, et lorsque la palée tassait, on pompait sur les vérins, de manière à en surélever les pistons d'une quantité égale au tassement

produit. Mais on avait eu la précaution d'installer des calages de sûreté sur la pile, afin qu'en cas d'accident, le tablier n'eût à tomber que d'une quantité infiniment petite.

On n'insistera pas sur la pose proprement dite des pierres du couronnement de la pile nº 1, non plus que sur la mise en place des appareils de dilatation. Ces deux opérations s'effectuèrent de la même façon que pour les piles nºs 2 et 3. Il semble également inutile d'entrer dans de grands détails sur la mise en place des couronnements de la culée de Versailles, qui furent posés comme ceux des piles, après le lançage du tablier, au moyen d'un tréteau en charpente, semblable à celui de la pile nº 1. La culée de Poissy eut seule ses couronnements et ses sommiers en fonte posés avant le lançage du tablier. Comme ce lançage s'était effectué en allant de Versailles vers Poissy, on n'avait pas eu de galets de roulement à poser sur cette dernière culée.

Telles ont été les principales dispositions employées pour la mise en place des couronnements.

Ces travaux ont donné lieu à une dépense d'environ 50 000 francs.

RÉSUMÉ.

La dépense totale du viaduc du val Saint-Léger a été de. 1 251 934f,26

Se décomposant de la façon suivante :

Puits d'essai.	14 956f,00
Fondations (entreprise Hersent).	432 494f,61
Tablier métallique (entreprise Roussel). .	550 843f,40
Maçonnerie des parties apparentes des piles et culées (entreprise Mayoux)	203 262f,14
Travaux en régie.	50 378f,11
Total pareil.	1 251 934f,26

Il ressort du chiffre total ci-dessus que le viaduc a coûté par mètre courant. 4025f,00

La surface en élévation de l'ouvrage étant de 6 080 mètres carrés, le prix de revient du viaduc par mètre carré, sera, y compris les fondations. 206f,00

Et non compris les fondations. 135f,00

En terminant cette notice, qu'il me soit permis de signaler les noms de mes collaborateurs qui, par leurs connaissances pratiques et leur dévouement le plus absolu, ont contribué au succès des travaux :

M. Régnier, chef de section, était chargé de l'ensemble du travail.

M. Gallié, conducteur auxiliaire, a suivi tous les détails de l'exécution des fondations et maçonneries.

La pose du couronnement des piles a été tout particulièrement dirigée par M. Chartiée, qui s'est tiré de ce travail délicat avec le plus grand bonheur. Il avait eu également à suivre le lançage du tablier.

Quant aux projets, j'avais eu à en arrêter tous les détails, et, pour cette longue tâche, j'ai été heureux de trouver un concours éclairé dans mon excellent collaborateur M. Berton, Sous-Ingénieur au chemin de fer de Grande-Ceinture.

Paris, le 1er octobre 1881.

CHRONIQUE.

(Novembre 1882.)

N° 59

L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE ET LES BOURSIERS (*)

Par M. CHEYSSON, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

Une parole autorisée disait naguère de l'École polytechnique qu'elle était « l'école la plus démocratique du monde (*). » La courte note qui va suivre a pour objet d'apporter quelques chiffres à l'appui de cette appréciation (**).

Pour les élèves payants, les frais de l'internat sont fixés à la somme très modique de 1 000 francs par an. Ce taux constitue pour les familles une sensible atténuation des dépenses que leur imposaient les années de préparation dans les lycées de province, et surtout dans ceux de Paris, qui fournissent les deux tiers des élèves admis; il entraîne certainement pour l'État d'importants sacrifices pécuniaires (***) qui, loin de l'appauvrir, sont, au contraire, le meilleur et le plus fructueux des placements, puisqu'ils développent le capital intellectuel du pays.

(*) Allocution prononcée le 3 novembre 1881, à l'ouverture des cours de l'École des Ponts et Chaussées, par M. Tarbé de Saint-Hardouin, Directeur de l'École (*Annales*, 1881, 2e sem., p. 430).

(**) La plupart des données mises en œuvres dans cette note ont été très obligeamment fournies à son auteur par M. Pinet, capitaine d'artillerie, détaché à l'École polytechnique, dont il possède à fond l'histoire.

(***) On peut se faire une idée de ces sacrifices d'après ce simple détail : la nourriture seule d'un élève coûte 2f,50 par jour, soit près de 900 francs par an.

On pouvait craindre que, même ainsi réduits, ces frais ne fussent encore de nature à éloigner des jeunes gens de talent sans fortune. Les bourses conjurent ce danger et, l'on peut dire, cette déperdition des forces nationales.

Les bourses n'apparaissent qu'à l'état d'exception sous le premier empire, après le décret de messidor an XII, qui réorganisa l'École en la soumettant au régime militaire.

Depuis 1816 jusqu'en 1848, les divers décrets d'organisation ont limité à 24 le nombre des bourses ou demi-bourses accordées par l'État.

En outre de ces bourses officielles, un certain nombre de bourses particulières étaient payées, depuis 1816, par la caisse même des Élèves. Grâce à des précautions ingénieuses et délicates, les élèves ignoraient les noms de leurs boursiers, dont la pension était payée au Trésor directement, soit par les caissiers des promotions, soit par les parents eux-mêmes des boursiers. De cette manière, il ne subsiste aucune trace officielle de ces bourses, dont les titulaires sont toujours restés inconnus.

En 1848, la gratuité fut admise indistinctement pour tous les Élèves par un décret du 19 juillet; mais elle fut supprimée par la loi des 26 janvier, 3 mai et 5 juin 1850, qui rétablit le prix de la pension, sous réserve des bourses à délivrer par le Ministre.

On avait proposé à ce moment de revenir à la limitation du nombre des bourses, et de le fixer au quart de l'effectif. Mais on ne s'arrêta pas à cette idée, et depuis lors ce nombre dépend uniquement des nécessités qui surgissent chaque année.

Sous ce rapport, il est très significatif de constater que ce nombre n'a pas cessé de s'accroître, et qu'il est passé, comme chiffres effectifs, de 33 en 1850 à 101 en 1881, et comme proportionnalité, du tiers à la moitié. C'est ce qui résulte du tableau ci-dessous :

ANNÉES.	NOMBRE d'élèves.	NOMBRE de boursiers.	PROPORTION p. 100 des boursiers.	ANNÉES.	NOMBRE d'élèves.	NOMBRE de boursiers.	PROPORTION p. 100 des boursiers.
1850	90	33	36 66	1866	140	46	32 85
1851	95	28	29 00	1867	146	66	45 20
1852	110	36	32 70	1868	146	67	46 16
1853	110	34	30 00	1869	136	55	40 44
1854	170	55	32 30	1870	151	71	47 00
1855	170	60	35 20	1871	140	53	37 85
1856	125	36	28 80	1872	290	105	36 20
1857	120	44	36 67	1873	250	93	37 20
1858	112	32	28 57	1874	250	110	44 00
1859	130	40	30 70	1875	265	116	43 77
1860	145	54	37 20	1876	267	102	38 20
1861	162	64	38 88	1877	200	84	42 00
1862	130	48	36 92	1878	236	122	52 96
1863	135	43	31 85	1879	200	76	38 00
1864	140	54	38 57	1880	210	107	50 95
1865	140	63	45 00	1881	221	101	45 70

Grâce à cette extension des bourses, on peut dire qu'aujourd'hui l'École polytechnique est accessible aux jeunes gens de mérite issus des plus humbles familles. Ses annales citent avec orgueil des boursiers qui, partis de très bas, se sont élevés aux plus hautes situations sociales. Tout élève qui prouve l'insuffisance des ressources de sa famille obtient une bourse entière, même le trousseau complet, et l'on alloue autant de bourses qu'il en faut pour répondre aux besoins constatés. Comme garantie contre les abus, les noms des boursiers sont publiés au *Journal officiel*. Tous les ans, une centaine de jeunes gens, entrés à l'École dans ces conditions, la quittent pour aller occuper une place distinguée dans les rangs de l'armée, de l'administration, de l'industrie, partout, en un mot, où l'on peut rendre d'éclatants services au pays.

C'est ainsi que s'est accentué de plus en plus le caractère nettement démocratique de cette grande institution, qui est une des créations les plus fécondes de la Convention nationale (*),

(*) La Convention avait imprimé à l'École un caractère nettement démocratique, qui a subsisté jusqu'à Napoléon.

A sa création, en 1795, l'École était un externat. La Convention décida que les élèves seraient payés ; mais, comme ils ne recevaient que 1 200 francs en assignats, beaucoup d'entre eux furent obligés de quitter Paris, où ils ne pouvaient vivre avec cette modique allocation. Aussi, pour les retenir, le Directoire fut-il amené à leur accorder la solde d'un sergent d'artillerie, c'est-à-dire $0^{f},98$ par jour.

L'internat a été institué par le décret de messidor an XII.

l'une des forces et des gloires de notre pays. Loin d'être l'apanage d'une caste privilégiée, l'École polytechnique a su ainsi résoudre admirablement le problème de la fusion des classes, sans distinction d'origine, sur le terrain du travail, du mérite, de la science et du patriotisme.

25 octobre 1882.

On lit dans les *Annales* de 1881 (mémoire de M. de Lagrené, tome II, page 444).

« Il est utile de signaler à ce sujet une observation inexacte contenue dans un mémoire de M. de Lafont. »

Je me bornerai à répondre que, pour le cas d'un massif terminé par un plan supérieur horizontal, la conclusion de cette observation est d'accord avec la théorie de Rankine exposée par M. de Lagrené, et à me référer pour le surplus aux dernières notes de MM. Flamant et Boussinesq (*Annales* de 1882, page s 621 et 625).

Bourges, le 17 novembre 1882.

DE LAFONT.

N° 60

NOTE

SUR

LES MESURES ADOPTÉES

PAR LES CHEMINS DE FER FRANÇAIS

POUR LA PROTECTION DES TRAINS CIRCULANT DANS LE MÊME SENS SUR LES LIGNES A DOUBLE VOIE

Par M. Ed. BRAME, Inspecteur général des Ponts et Chaussées
et M. L. AGUILLON, Ingénieur des Mines.

Parmi les mesures de nature à assurer la sécurité de la circulation sur les chemins de fer, dont l'Administration se soit plus particulièrement préoccupée dans ces derniers temps, il faut ranger celles qui ont pour objet, sur les lignes à double voie très fréquentées, la protection des trains circulant dans le même sens, ou, suivant l'expression consacrée, l'espacement à maintenir entre les trains.

Par deux circulaires des 25 mars 1876 et 31 janvier 1877, le Ministre des Travaux Publics avait déja attiré l'attention des Compagnies de chemins de fer sur les électro-sémaphores Lartigue, Tesse et Prudhomme, destinés à réaliser

(*) Cette note est extraite à peu près en entier de la 2e édition de l'*Étude sur les signaux de chemins de fer* que MM. *Brame* et *Aguillon* vont prochainement faire paraître.

le block system. La circulaire du 13 septembre 1880, rendue sur l'avis de la Commission d'enquête sur les accidents de chemins de fer de 1879, a rendu obligatoire l'exploitation par le block system de toutes les sections de lignes où le trafic pouvait atteindre, à un moment de la journée, un mouvement de cinq trains à l'heure dans le même sens. L'Administration recommandait en outre le block system absolu comme offrant le plus de garantie de sécurité, en laissant d'ailleurs à l'initiative des Compagnies le choix du système de cantonnement, ainsi que celui des appareils destinés à en effectuer la réalisation.

Dans la circulaire du 2 novembre 1881, le Ministre avait fait connaître les mesures adoptées, à cette date, pour cet objet, par les diverses Compagnies. Mais la question a pris une importance et une actualité toutes particulières à la suite de la circulaire du 12 janvier 1882.

Sans imposer un appareil déterminé pour la réalisation du block system, l'Administration a fixé, par cette circulaire, d'une manière très détaillée, les conditions auxquelles devraient satisfaire les appareils qui pourraient être admis. Joignant à la solidité de la construction une grande simplicité de manœuvre, ils devront présenter les conditions caractéristiques suivantes : solidarité immédiate et complète des signaux électriques et des signaux à vue, de telle sorte que ceux-ci traduisent automatiquement les premiers; calage mécanique à l'arrêt des signaux visuels qui ne puissent être ensuite annulés et remis à voie libre, à distance et par un déclenchement électrique, que par le poste suivant dans le sens de la marche du train; enfin, si l'électricité vient à faire défaut, maintien de tous les signaux à l'arrêt. La circulaire rappelait en outre que le block system absolu, réalisé par des appareils satisfaisant à ces conditions, devait être en général la règle de l'exploitation sur les lignes à double voie.

Ces diverses prescriptions administratives ayant ramené

l'attention sur l'exploitation par le block system, ou plus généralement sur les mesures destinées à maintenir l'espacement entre les trains, il nous a paru intéressant de faire connaître ici où en était en ce moment cette question sur chacune de nos grandes Compagnies de chemins de fer.

C'est un exposé descriptif que nous comptons faire, beaucoup plus qu'une revue critique et comparée : nous voulons nous borner à présenter les éléments de la question de manière à ce que chacun puisse se faire une opinion raisonnée. Cette réserve nous est particulièrement commandée par les dispositions nouvelles que les Compagnies viennent de soumettre à l'Administration et sur lesquelles celle-ci n'a pas encore statué.

On sait qu'il existe deux systèmes destinés à maintenir entre les trains se succédant dans le même sens, sur la même voie, l'espacement nécessaire pour éviter toute collision entre eux. Dans l'un, on maintient entre les trains, à leur passage à certains points convenablement choisis, des *intervalles de temps* déterminés par les règlements : c'est le système dit de la *couverture par le temps*. A l'*intervalle de temps* on peut substituer un *intervalle de distance*, en réalisant ainsi ce qu'on a appelé l'*exploitation par le block system*, suivant le mot anglais consacré par l'usage, ou l'*exploitation par cantonnement*, d'après l'expression française employée sur certains de nos réseaux, et notamment sur les chemins de fer de l'*Ouest*.

Nous examinerons successivement quels sont, dans nos grandes Compagnies françaises, les signaux ou appareils et les règles adoptés pour l'application de chacun de ces deux systèmes.

§ 1er. — COUVERTURE PAR LE TEMPS.

Le système de la couverture des trains par le temps consiste à faire, en un point donné, après le départ ou le pas-

sage d'un train ou d'une machine, des signaux d'arrêt et parfois, en outre, à la suite de ces signaux d'arrêt, des signaux de ralentissement, maintenus les uns ou les autres pendant des durées variables suivant les circonstances. Ces signaux se font, soit à la main, soit avec des appareils fixes, soit dans les gares seulement, soit, en outre, en certains points intermédiaires.

A vrai dire, le système complet de l'espacement ou de la couverture des trains par le temps comprend, non seulement les mesures destinées à arrêter ou avertir le train qui suit, mais bien aussi celles qui peuvent et doivent être prises, le cas échéant, pour arrêter le train qui précède, si, étant de marche plus lente, il est en retard ou s'il est expédié hors tour. En pareils cas, il peut y avoir lieu de garer le train précédent avant qu'il ait atteint son garage réglementaire ou, au contraire, de le faire continuer hors tour, si le train de marche plus rapide qui suit est en retard. Dans l'un ou l'autre de ces cas, il y a des *intervalles de temps* à observer entre l'arrivée du train de marche plus lente à son garage accidentel et l'arrivée ou le passage du train de marche plus rapide qui le suit.

Ce sont ces intervalles de temps qui nous paraissent rentrer dans l'ensemble du système que nous appelons, de la *couverture par le temps,* et nous les comprendrons dans notre exposé à la suite des premiers.

Au début de l'exploitation de nos chemins de fer, l'*intervalle de temps* était la seule mesure employée pour assurer la sécurité de la circulation. Lorsque l'activité du trafic eut conduit à appliquer le block system sur certaines lignes, les règles antérieurement admises pour la *couverture par le temps* ont pu être maintenues intégralement ou modifiées plus ou moins profondément, voire même supprimées en tout ou en partie.

Il y a là un côté de la question qu'il est intéressant de ne pas perdre de vue et que nous aurons soin de relever dans

l'examen des règles propres à chacune de nos grandes Compagnies, que nous allons passer successivement en revue.

Ouest. — Sur les lignes non cantonnées ou exploitées sans block system, le signal d'arrêt doit être fait dans toute gare pendant 10 minutes après le départ ou le passage des trains. Toutefois, l'intervalle peut être réduit à 5 minutes : 1° lorsque le premier train marche plus vite que le second ; 2° lorsqu'un train part d'une gare où un train précédent ne s'est pas arrêté, à condition que le second ne marche pas plus vite que le premier. Dans ces deux cas, l'intervalle peut même être réduit à 2 minutes lorsque les deux trains qui se suivent n'ont pas à parcourir, avant d'atteindre la gare ou le poste suivant, une distance excédant 3 kilomètres, et sous la condition que les agents du deuxième train soient prévenus par les soins du chef de gare.

Sur les lignes cantonnées ou exploitées par le block system, il n'y a plus lieu de s'occuper de ces *intervalles de temps* : on applique à ces lignes les règles spéciales qui seront exposées au paragraphe suivant.

Lorsqu'un train, par suite de retard, est expédié derrière un autre de marche plus lente à un intervalle qui ne permette pas au premier train, conservant sa marche normale, d'arriver à la gare ou au poste suivant 10 minutes avant le second train, conservant également sa marche normale, les agents du second train doivent être également prévenus par les soins du chef de gare, qui doit le faire arrêter, à cet effet, si le train devait franchir la gare sans arrêt.

Nord. — Aucun train ne doit partir d'une gare ou la dépasser avant qu'il se soit écoulé, depuis le départ ou le passage du train précédent, un intervalle de 10 minutes.

Toutefois, cet intervalle peut être réduit à 5 minutes : 1° lorsque le premier train marche plus vite que le se-

cond; 2° lorsqu'un train de voyageurs part d'une gare où un train de voyageurs précédent ne se sera pas arrêté; 3° lorsqu'un train de marchandises part d'une gare où un train précédent ne se sera pas arrêté.

L'intervalle pourra être réduit à 2 minutes, toutes les fois que deux trains, partant d'une même gare (le second ne marchant pas plus vite que le premier) auront à parcourir, sur la même voie, une distance qui n'excédera pas 3 kilomètres.

Pour maintenir les intervalles ci-dessus stipulés, le signal d'arrêt est présenté, dans les gares et aux points gardés de la ligne, pendant 5 minutes après le départ ou le passage d'un train, au moyen du disque avancé ou des pétards si les circonstances atmosphériques y obligent. Le signal de ralentissement fait par un sémaphore à main ou, à défaut, par le signal à main, doit, en outre, être présenté pendant les 5 minutes suivantes à tout train qui surviendrait.

Sur les lignes exploitées par block system, il n'y a plus lieu, en principe, de tenir compte des intervalles de temps réglementaires qui viennent d'être indiqués.

Un train qui a à se garer devant un train de marche plus rapide qui le suit, doit être en mesure d'arriver à son point de garage 10 minutes avant le second train. Cet intervalle est porté à 20 minutes s'il s'agit d'un train de marchandises suivi d'un train express ou direct.

Lyon. — Aucun train ne doit partir d'une gare ou la dépasser avant qu'il se soit écoulé, depuis le départ ou le prssage du train précédent, un intervalle de 10 minutes.

Toutefois, cet intervalle peut être réduit à 5 minutes dans les cas suivants : 1° lorsque le premier train a une marche plus rapide que le second; 2° lorsque la distance à parcourir sur la même voie par les trains qui se suivent n'excède pas 2 kilomètres; 3° lorsque, sur une voie

exploitée par le block system, les sections n'ont pas plus de 2 500 mètres de longueur.

L'intervalle peut même être réduit à 3 minutes lorsque deux trains qui se succèdent à une gare d'embranchement doivent, à moins d'un kilomètre de cette gare, suivre chacun une direction différente.

Ces intervalles sont maintenus au moyen des sémaphores, qui doivent donc rester à l'arrêt, suivant les cas, pendant les 10, 5 ou 3 minutes qui suivent le passage ou le départ d'un train.

Dans le cas où le signal d'arrêt a dû être fait réglementairement pendant 10 minutes, le signal de ralentissement, c'est-à-dire le bras du sémaphore à 45°, ou le feu vert, doit être présenté pendant les 10 minutes suivantes. Toutefois le signal de ralentissement n'est maintenu que 5 minutes après le passage d'un train express suivi d'un train de marche moins rapide et après le passage d'un train de voyageurs suivi d'un train de marchandises.

Le signal de ralentissement peut être totalement supprimé dans les cas où le signal d'arrêt ne doit être fait réglementairement que pendant 5 ou 3 minutes.

Lorsque les signaux d'arrêt nécessaires pour maintenir l'espacement des trains doivent être faits avec des pétards en raison des circonstances atmosphériques, les pétards doivent être maintenus 15 minutes.

Sur le *Lyon,* le block system ne dispense nullement les gares de maintenir les intervalles de temps réglementaires; ils sont seulement réduits à 5 minutes, sans signal de ralentissement ensuite, sur les lignes où les cantonnements du block system n'ont pas plus de 2 500 mètres de longueur. Le principe fondamental sur ce réseau est en effet que le block system n'est destiné qu'à donner un surcroît de garantie et non à constituer toute la garantie (*).

(*) Il s'agit ici du règlement actuellement en vigueur avec les appareils Tyer

Un train de marche plus lente, suivi par un train de marche plus rapide, doit, en principe, être garé, s'il ne peut atteindre le point de garage suivant, 15 minutes avant le train de marche plus rapide, et 20 minutes lorsque le train de marche plus lente est un train de marchandises suivi par un train rapide ou express passant sans arrêt au point où le garage du train de marchandises doit avoir lieu.

Toutefois, sur certaines sections, au lieu de garer le train de marche plus lente, on le laisse continuer, mais on arrête le train de marche plus rapide, qu'on ne laisse avancer *que* sous certaines conditions de nature à éviter sa rencontre avec le train de marche plus lente. Ainsi, dans la banlieue de Paris, les garages sont supprimés en principe; mais l'on doit arrêter les trains de marche plus rapide si, d'après leur marche, ils pouvaient arriver à Paris moins de 5 minutes après le train de marche plus lente en retard qui les précède. Il va de soi que le train de marche plus lente qu'on laisse continuer est explicitement avisé par la première gare qui prend l'initiative de la mesure, et le train doit avertir les gares suivantes dans le sens de sa marche. Le train de marche rapide est également averti *par la* première gare de se tenir toujours à 5 minutes au moins du train précédent.

Orléans. — On doit maintenir un intervalle de 10 minutes entre tous les trains, sans exception, soit par les mâts de signaux manœuvrés à la main, dans les stations qui en sont munies, soit, dans les autres, par les mâts des signaux avancés.

En outre, pour tout train qui survient dans une gare après un train en retard ou un train de circulation extraor-

---

; mais, dans le règlement projeté pour l'exploitation avec les appareils dont il sera ultérieurement question dans cette note, les intervalles de ont supprimés, sauf en cas de *brouillard épais*.

dinaire (train spécial, de service, machine isolée), le chef de cette gare doit s'assurer, en arrêtant au besoin le second train, qu'il n'arrivera à la station suivante que 10 minutes au moins après le premier train en retard où de circulation extraordinaire.

Dans les stations où il n'y a pas un mât de signaux manœuvrés à la main, si le train de passage est en retard, c'est le mât de signal avancé qui est maintenu au rouge pendant tout le temps nécessaire pour que le train qui le suit ne parvienne pas à la première station ouverte au service, moins de 10 minutes après l'arrivée du premier.

L'*Orléans* employant le block system absolu, dans lequel l'entrée d'une section bloquée reste indéfiniment interdite, il n'y a pas lieu de s'occuper de ce que deviennent, dans ce système, les intervalles de temps réglementaires avec le block system.

Midi. — Le signal d'arrêt est fait et maintenu par les agents de la voie ou des stations pendant les 5 minutes qui suivent le passage d'un train de voyageurs et pendant les 10 minutes qui suivent le passage d'un train de marchandises. Le signal d'arrêt, dans ces deux cas, est toujours suivi, pendant 5 minutes, d'un signal de *ralentissement soutenu* (*). En ce cas, le mécanicien doit ralentir sa marche et circuler avec la plus grande prudence, en observant avec attention la voie et répétant fréquemment le sifflet d'avertissement. Dans les courbes en tranchée, il réduit sa vitesse à 20 kilomètres à l'heure.

Est. — Le signal d'arrêt doit être présenté pendant les 10 minutes qui suivent le passage ou le départ de tout train ou machine : ce signal doit être fait dans les gares ou sur

(*) Signal, spécial au réseau du *Midi*, fait à la main, le jour, avec un drapeau vert dont la hampe est élevée au-dessus de la tête ; la nuit, par un feu vert alternant avec un feu rouge.

les points de la ligne gardés, soit par des signaux à main, soit par des disques.

La durée de ce signal, notamment au départ des stations, pourra toutefois n'être que de 5 minutes pour un train de voyageurs omnibus suivant un train de voyageurs direct ou pour un train de marchandises succédant à un train de voyageurs.

Cet intervalle pourra être réduit à 2 minutes, lorsque deux trains qui se succèdent à une station d'embranchement doivent, à peu de distance de cette station, suivre chacun une direction différente.

L'intervalle est également réduit à 2 minutes sur certaines sections assez courtes exploitées par une sorte de block system réalisé par une succession de postes d'aiguilleurs, comme, par exemple, celle de Paris à Pantin, et même sur certaines sections fort courtes, à block system ordinaire, comme celle de Pantin à Noisy-le-Sec, où la circulation se fait dans des conditions spéciales.

Au reste, d'une façon générale, sur les lignes exploitées par le block system, on n'a pas à se préoccuper des intervalles de temps réglementaires.

Toutes les fois que, par suite d'un retard ou autre cause, un train marchant à une vitesse inférieure à celle du train qui le suit, cesse d'avoir sur celui-ci une avance suffisante pour pouvoir atteindre son point réglementaire de garage 10 minutes au moins avant l'heure du passage du train suivant, ou 20 minutes s'il s'agit d'un train de marchandises suivi d'un train express ou poste, il doit être garé pour laisser passer le train attendu.

Sur les lignes exploitées par le block system, ce dernier intervalle de 20 minutes est réduit à l'intervalle normal de 10 minutes.

État. — Le signal d'arrêt doit être fait pendant 10 minutes après le passage ou le départ des trains, par les disques dans les gares, ou par le signal à main sur la

voie; le signal de ralentissement à la main est fait pendant les 5 minutes suivantes.

L'intervalle précité de 10 minutes peut être réduit à 5 minutes : 1° quand le premier train a une marche plus rapide que le deuxième; 2° lorsque la distance à parcourir sur la même voie par les trains qui se suivent n'excède pas 2 000 mètres.

L'intervalle peut être réduit à 3 minutes lorsque les deux trains qui se succèdent doivent, à moins de 1 000 mètres du point de départ, suivre chacun une voie différente.

Dans ce dernier cas, la durée du signal de ralentissement qui suit le signal d'arrêt peut aussi être réduite à 3 minutes. Dans tous les autres cas, cette durée doit être de 5 minutes.

Les règlements des chemins de fer de l'État spécifient que les signaux pour l'espacement des trains doivent être faits, le cas échéant, par les agents de la voie comme par les gares. Dans le cas où il y aurait lieu de recourir à des pétards, pour remplacer des signaux à main, on doit les laisser 15 minutes sur les rails et même 25 minutes si le premier train se traîne péniblement.

L'intervalle à garder en cas de garages accidentels est de 15 minutes en principe; il est porté à 20 minutes dans le cas d'un train de marchandises suivi d'un train express ou direct.

§ 2. — EXPLOITATION PAR LE BLOCK SYSTEM (*).

L'exploitation par le block system consiste essentiellement, comme nous l'avons dit page 509, à maintenir entre les

(*) M. A. *Sartiaux* a présenté ici même (1877, tome XIV, p. 529) une note sur l'exploitation par le block system, note dans laquelle se trouvent déjà mentionnés plusieurs des appareils dont nous aurons à parler. Il nous a paru toutefois qu'au point de vue plus descriptif que critique auquel nous nous plaçons, notre travail ne ferait pas double emploi avec celui de M. *Sartiaux*, même sur les points qui leur sont forcément communs.

trains *un intervalle de distance* au lieu d'un *intervalle de temps*.

La ligne, dans un pareil système, doit donc être divisée en un certain nombre de sections ou de *cantons*.

On peut admettre qu'il n'y aura jamais qu'un train engagé à la fois dans une section, ou, si un train peut pénétrer dans une section, encore occupée par un train précédent, ce second train, dûment averti d'abord à son entrée dans la section, ne devra pouvoir y entrer et circuler que sous certaines conditions particulières.

L'interdiction absolue à tout train ou machine de pénétrer dans une section encore occupée, prise à la lettre, est matériellement irréalisable, puisque, en cas de détresse, toute circulation se trouverait indéfiniment arrêté.

Le block system absolu, dans la définition théorique la plus rigoureuse, sera donc le système dans lequel l'entrée d'une section encore occupée n'est permise qu'au train ou à la machine allant au secours du premier train resté en détresse dans la section.

Mais l'usage a consacré en France, à l'imitation de ce qui est reçu en Angleterre, de considérer encore comme block system absolu et d'appeler ainsi tout système satisfaisant aux conditions générales suivantes : l'entrée d'une section occupée peut être permise après qu'il s'est écoulé un certain intervalle de temps depuis l'entrée du premier train dans la section, intervalle pendant lequel l'entrée reste rigoureusement interdite ; on doit toujours marquer l'arrêt complet avant d'entrer dans la section occupée ; on doit être averti spécialement, avant d'entrer, que la section n'est pas libre. Cet avertissement a notamment pour but de rappeler qu'on ne peut circuler dans la section occupée qu'avec une marche qui permette de s'arrêter toujours, le cas échéant, dans la partie de voie en vue.

Les systèmes de block system absolu, appartenant au genre ainsi défini, pourraient former, on le conçoit, bien

des espèces suivant les mesures spéciales qui seront prises pour l'application des conditions générales qui caractérisent ce genre.

Tout consacré qu'il soit par l'usage sous cette appellation, ce genre de block system absolu n'en diffère pas moins de celui que nous avons mentionné en premier lieu. Il pourrait y avoir convenance à bien des égards, ne fût-ce que pour couper court à d'interminables discussions et à tous les malentendus, de leur donner des noms différents. Le premier pourrait s'appeler, par exemple, block system absolu *fermé* et le second, block system absolu *ouvert*. Telles sont les appellations dont nous nous servirons à l'occasion, faute d'avoir su en trouver de meilleures.

Le *block system permissif* est un genre tout différent des deux premiers, qui se trouve caractérisé par les conditions suivantes : l'entrée d'une section occupée est toujours permise ; on se borne, tant que la section reste occupée, à faire à l'entrée un signal conventionnel, d'avertissement plutôt que de commandement, dont toute la signification est de prévenir les mécaniciens, qui n'ont jamais à s'arrêter à l'entrée, que la section n'est pas libre ; le signal en question pourra bien leur prescrire de ralentir leur vitesse mais jamais de circuler de façon à pouvoir s'arrêter dans la partie de voie en vue.

Suivant les mesures prises pour l'application des conditions caractéristiques du block system permissif, suivant que l'on mélangera plus ou moins, ce que l'on peut faire de bien des manières, les règles qui lui sont propres avec quelques-unes de celles du block system absolu que nous avons nommé *ouvert*, on pourra avoir toute une autre série d'espèces de block system auxquelles on pourra bien ne pas appliquer l'appellation de block system permissif, mais qu'on ne pourrait pas davantage appeler de véritables espèces de block-system absolu.

La détermination circonstanciée de l'espèce exacte de

block system appliquée sur une ligne donnée constitue ce que nous appellerons les conditions d'application du block system sur cette ligne.

Pour que cet examen soit complet, il faut, comme nous l'avons dit au début de ce travail, rechercher aussi dans quelle mesure les règles plus particulièrement relatives à la couverture par le temps peuvent se mêler à celles plus spéciales au block system.

Le second objet à examiner dans l'étude du block system sur une ligne comprend les appareils et signaux par lesquels le système adopté est réalisé.

Ces appareils et signaux ont un double but :

1° Les postes d'amont et d'aval de la section doivent respectivement s'avertir de l'entrée et de la sortie des trains, en d'autres termes se renseigner par des signaux de communication ou de correspondance sur l'état de la section qui est libre ou occupée, suivant qu'entre les deux postes il n'y a pas de train ou qu'il y en a ;

2° Des signaux doivent être faits aux mécaniciens au poste d'amont en conformité à l'état de la section.

Les signaux de communication entre stationnaires peuvent être complètement indépendants des signaux destinés aux mécaniciens ; en d'autres termes les stationnaires manœuvrent ceux-ci indépendamment de ceux-là, en se conformant simplement à leurs indications ; les uns peuvent être correctement passés sans que rien assure que les autres soient fidèlement exécutés. Il peut y avoir, au contraire, entre ces deux séries de signaux une solidarité telle que cette condition soit remplie. Cette solidarité, enfin, peut-être obtenue avec ou sans simultanéité dans la manœuvre respective des deux séries de signaux.

Avant que le block system ait pris un développement proportionné à l'accroissement du trafic et ait, par suite, nécessité et fait apparaître des appareils et signaux spéciaux, on l'avait depuis longtemps réalisé, aux abords de

grandes gares, et notamment aux environs de Paris, par le seul emploi convenablement réglé des signaux ordinaires à distance. On employait les disques ordinaires soit seuls, soit en combinaison avec les disques dits *signaux de correspondance* qui servent à deux postes d'aiguilleurs à communiquer entre eux.

Cette organisation simple, mais rudimentaire, devenait inapplicable pour des sections de ligne tant soit peu longues : de là, les appareils spéciaux destinés à la réalisation du block system.

Les appareils employés aujourd'hui en France dans ce but sont, par ordre d'ancienneté, les appareils Tyer, introduits sur le *Paris-Lyon-Méditerranée* dès 1855, les indicateurs Regnault de l'*Ouest* et les électro-sémaphores Lartigue, Tesse et Prudhomme en service sur le *Nord* depuis huit ans et introduits ultérieurement sur l'*Orléans* avec diverses modifications dues à MM. *Heurteau* et *Guillot* (*).

Dans tous ces appareils, les signaux de communication entre stationnaires sont des signaux électriques et les signaux destinés aux mécaniciens, des signaux optiques, exceptionnellement doublés par des signaux acoustiques au moyen de l'emploi de pétards dans certaines conditions. Les signaux optiques sont d'ailleurs empruntés aux signaux fixes à voyant mobile employés pour la couverture des voies.

Nous rappellerons tout d'abord quelques-unes des applications du block system faites avec le seul emploi des disques ordinaires. Nous examinerons ensuite, par réseau, l'application du block system avec les appareils spéciaux

---

(*) Si nous ne mentionnons pas ici les appareils *Leblanc* et *Loiseau*, bien qu'ils aient été essayés sur les chemins de fer de l'*État*, c'est que ces appareils paraissent plutôt destinés à la protection des passages à niveau. Leur emploi pour la réalisation du block system peut être considéré comme n'étant encore qu'à l'état de projet.

que nous venons de mentionner. En parlant successivement des réseaux de l'*Ouest*, du *Nord*, du ***Paris-Lyon-Méditerranée***, nous aurons l'occasion toute naturelle de décrire les indicateurs Regnault, les électro-sémaphores Lartigue et les appareils Tyer qui sont spéciaux à chacun de ces réseaux, sur lesquels ils ont respectivement pris naissance, se sont développés et ont été plus particulièrement étudiés et modifiés suivant les besoins. Après avoir fait ainsi, pour chaque réseau, la description des appareils et indiqué les conditions d'application du block system, il nous restera à rapprocher ces conditions les unes des autres en forme de résumé.

1° Block systems réalisés par le seul emploi de disques.

Orléans. — Un pareil block system a été réalisé dans la section de 6 kilomètres comprise entre Paris et Vitry. Aucun train ne peut circuler dans cette section sans qu'il y ait au moins un disque fermé derrière lui.

L'aiguilleur du premier poste abordé par le train ferme derrière ce train le disque qu'il manœuvre, et il le maintient fermé jusqu'à ce qu'il voit fermé le disque manœuvré par l'aiguilleur du poste suivant dans le sens de la marche du train, disque placé de manière à être toujours vu par le poste précédent. Le train s'avance ainsi d'un poste à l'autre ayant toujours un disque fermé derrière lui et par suite une protection par un intervalle de distance d'autant mieux assurée, en principe du moins, que le disque fermé derrière le train a, on le sait, sur l'*Orléans,* la signification de signal d'arrêt absolu et est muni de pétards en tout temps.

La section considérée de 6 kilomètres de longueur est partagée en dix cantons par cinq postes successifs pour chaque voie ; quatre de ces postes sont communs aux deux voies.

Est. — Une organisation semblable, actuellement rem-

placée par un block system avec électro-sémaphores Lartigue, a fonctionné longtemps sur la ligne de Vincennes, où les stations étaient assez rapprochées les unes des autres pour que le disque d'une gare fût *en tout temps* visible de la gare précédente dans le sens de la marche des trains. Il avait suffi de soumettre l'exploitation à deux règles : Une gare ne pourra effacer son disque derrière un train que lorsque le disque de la gare qui la suit dans le sens de la marche du train aura été mis à l'arrêt ;

Une gare ne pourra laisser partir un train tant que le disque de la gare qui la suit n'aura pas été effacé.

En somme, par ces deux règles, on obtenait ce résultat qu'il y avait toujours derrière tout train un disque fermé, et, comme on admet forcément dans ce système, que les disques ont une valeur de signaux d'arrêt absolu, la sécurité était parfaitement assurée en principe.

Nous disons, en principe, car, en fait, il n'échappera pas que la sécurité pouvait être considérée comme assez précaire dans le cas où, comme cela se présentait précisément sur la ligne de Vincennes, il y avait des trains directs franchissant certaines gares sans arrêt. Ainsi, si A, B, C sont trois gares successives dans le sens de la marche du train, et si B est une gare que le train direct franchit sans arrêt, il pouvait se faire que le train omnibus précédent ne fût protégé contre le train direct que par le disque de la station C à l'arrêt, disque placé par hypothèse à la gare même de B. Il était donc nécessaire pour l'application et la sécurité du système que le train direct se trouvât, en toute circonstance, en mesure d'être arrêté avant le disque de C à l'arrêt; pour peu que les circonstances atmosphériques diminuassent la distance de visibilité de ce disque, la condition pouvait devenir difficilement réalisable pratiquement, à moins d'assujettir le train direct à une marche exceptionnellement ralentie et par suite difficilement admissible.

D'autre part, la station A ne pouvait laisser partir un second train que lorsque le premier train était assez visible de la gare C pour permettre à celle-ci de fermer son disque derrière lui. Si l'on doit satisfaire à un trafic tel que celui de certaines lignes de banlieue, et de la ligne de Vincennes à certains jours, il fallait donc que la distance entre A et le point d'où C apercevait le train ne fût pas trop grande.

Une organisation différente avait été faite sur la grande ligne entre Pantin et Paris (5 kilomètres) au moyen des *disques spéciaux* ou signaux d'arrêt absolu et des disques de correspondance entre aiguilleurs dits *avertisseurs à palette jaune et à timbre*. C, D, E formaient une série de postes successifs (*) qui étaient couverts en avant et à distance par des disques spéciaux C_1, D_1, E_1 respectivement manœuvrés par les postes C, D, E et normalement tenus à l'arrêt. L'annonce du train était successivement annoncé par un poste C au poste suivant D par un *avertisseur à palette jaune et à timbre* manœuvré par le poste C et placé au poste D. Celui-ci, sur cette annonce, ouvrait son disque D_1, si rien ne s'y opposait. Le principe appliqué était différent de celui admis comme fondamental dans l'exploitation des chemins de fer français, à savoir que la voie doit être normalement ouverte: dans l'espèce elle était au contraire normalement fermée.

Toutes ces dispositions par disques ordinaires ne sont évidemment applicables et n'ont été appliquées que dans des cas très spéciaux : elles exigent d'ailleurs un rapprochement des stations ou postes qui ne permettrait guère d'en étendre l'application.

Enfin ces systèmes n'offrent contre les oublis ou les erreurs du personnel aucune de ces garanties qui paraissent

(*) Il y avait 12 de ces postes pour une distance de 4 500 mètres, ce qui portait à 370 mètres l'espacement moyen des postes,

aujourd'hui nécessaires surtout pour des postes de pleine voie placés loin de toute surveillance un peu active.

2° Block system avec appareils spéciaux.

Block system de l'Ouest avec indicateurs Regnault. — On se sert sur l'*Ouest* des *indicateurs* de M. *Regnault*, aujourd'hui inspecteur général honoraire du mouvement de cette compagnie, pour la transmission des signaux électriques entre stationnaires et des disques avancés et signaux carrés ordinaires pour faire les signaux optiques destinés aux mécaniciens. Avec l'indicateur Regnault ordinaire, tel qu'il a été employé jusqu'ici en service courant, il y a indépendance complète entre les signaux électriques et les signaux optiques.

Mais la compagnie de l'*Ouest* vient de soumettre à l'Administration, pour remplacer le système primitif, un appareil modifié par M. Regnault où il y a solidarité entre les deux espèces de signaux.

Nous décrirons d'abord l'appareil primitif, puis l'organisation du service avec lui ; nous ferons enfin connaître en quoi consiste l'indicateur modifié.

Description de l'indicateur Regnault ordinaire. — Tout poste, à l'exception des postes terminus, est muni de deux indicateurs analogues à celui représenté en vue extérieure (Pl. 30, *fig.* 1). Les appareils X et Y de deux postes consécutifs B et C (*fig.* 2) servent à ces postes pour correspondre entre eux au moyen des deux fils de ligne L et L' de façon à bloquer et débloquer, suivant les besoins, la section BC. Le fil de ligne L sert pour la circulation de B vers C, et le fil de ligne L' pour celle de C sur B. Les postes terminus, tels que le poste A, n'ont besoin que d'un seul appareil. Chaque appareil a deux piles : une pile de ligne et une pile locale, ce qui fait quatre par poste intermédiaire.

Au moment où un train part du poste d'amont B pour

se diriger vers le poste d'aval C, le stationnaire du poste B, en poussant le bouton à pompe ou poussoir D, dit *de départ*, de l'appareil X de son poste, envoie dans le fil de ligne L un courant positif partant de la pile de ligne dudit appareil X. Ce courant, arrivant dans l'appareil Y du poste C, incline dans le sens de la marche des trains (position pointillée de la *fig.* 1), l'aiguille *i* dite *aiguille indicative* en même temps qu'il fait marcher une sonnerie. L'*aiguille indicative i* de l'appareil Y du poste C, en s'inclinant, interrompt le courant positif venu du poste B et, en établissant un contact dans l'appareil Y, envoie, dans ce même fil de ligne L, un courant positif permanent de la pile de ligne de l'appareil Y du poste C. Ce courant, en arrivant dans l'appareil X du poste B, incline et maintient inclinée l'*aiguille de répétition r* de cet appareil dans le sens de la marche des trains, position pointillée de la figure 1.

Par ces dispositions, dès qu'un train est entré dans la section BC, le poste B l'annonce au poste C par la sonnerie et la position de l'*aiguille indicative i* qui reste dans sa position inclinée en dehors de toute influence de courant; B reçoit en même temps l'accusé de réception de son annonce par la position que prend son aiguille *r*. C'est un accusé de réception *automatique* qui lui revient sans que le stationnaire de C ait à s'en occuper, accusé de réception qui bloque électriquement la section à son entrée, sans que B puisse changer la position de cette aiguille et, par suite, débloquer la section. B ne peut pas davantage annoncer un nouveau train à C, l'aiguille indicative *i*, de l'appareil Y du poste C, restant soustraite à l'influence de tout courant venant du poste B.

Les choses resteront dans l'état qui vient d'être indiqué jusqu'à ce que le train passe en C et que le stationnaire de ce poste pousse à ce moment le *bouton d'arrivée* A de l'appareil Y de son poste. En ce faisant, il interrompt le

courant positif permanent qui parcourait le fil L, et renvoie dans ce fil L un courant négatif de la pile de ligne de l'appareil Y de son poste. Ce courant a pour effet, dans cet appareil Y, de redresser l'*aiguille indicative i*, et, dans l'appareil X du poste B, de redresser également l'*aiguille de répétition r* et, par suite, de débloquer électriquement la section.

Des communications symétriques peuvent être échangées par le fil de ligne L' pour la circulation sur l'autre voie, c'est-à-dire de C vers B.

Le bouton F que l'on voit sur le côté de l'appareil (*fig.* 1) sert au poste C à signaler au poste B que la voie est occupée dans le sens de C sur B, ce qui peut être utile, par exemple, lorsqu'une carrière ou une sablière est installée entre deux gares ou entre deux postes normaux. En cé cas, en poussant le bouton F de son appareil Y, le poste C produit les mêmes effets dans cet appareil et dans l'appareil X du poste B que lorsque le stationnaire du poste B pousse le *bouton de départ* D de son appareil X pour annoncer un train circulant de B sur C. La voie se trouve donc bloquée électriquement en B. Pour la débloquer, lorsqu'il y a lieu, le stationnaire de C n'a qu'à pousser le bouton d'arrivée A pour produire les effets précités.

Le diagramme (pl. 30, *fig.* 3) permet de se rendre compte des dispositifs par lesquels on atteint ces divers résultats (*).

A et D représentent les poussoirs d'arrivée et de départ, lesquels agissent par un bouton d'ivoire isolant sur les lames métalliques élastiques V et V', *i* et *r* sont les ai-

(*) En réalité, le diagramme de la figure 3 est celui de l'appareil modifié dont il sera question ci-dessous, p. 536. L'appareil ordinaire ne diffère de celui-là que par des détails qui n'ont pas paru nécessiter une nouvelle figure. Il suffit, en effet, de supprimer dans la figure 3 la serrure électrique, sa pile *z' c'*, le contact *e* contre lequel bute le levier qui forme la queue de l'aiguille de répétition *r* et les conducteurs électriques correspondant à ces différentes pièces pour avoir un diagramme répondant exactement à l'appareil ordinaire. C'est dans l'hypothèse de cette soustraction faite à la figure 3 qu'est donnée la description ci-dessus.

guilles *indicatives et de répétition*. L est le fil de ligne pour la circulation des trains du poste B vers le poste C et L′ pour la circulation dans l'autre sens. Z et C sont les pôles négatif et positif de la pile de ligne ; T est la borne du fil de terre ; S de la sonnerie.

Cette sonnerie, dont il nous paraît inutile de représenter ici le détail, est montée en relais suivant le système bien connu qu'il nous suffira de rappeler. Sur le passage d'un courant momentané du fil de ligne, la palette d'un électro-aimant, qui se trouve dans le circuit de ce fil, est actionnée et ferme le circuit d'une pile locale qui fait marcher la sonnerie. La sonnerie continue à marcher, même lorsque le courant ne passe plus dans le fil de ligne, jusqu'à ce que le stationnaire repousse à la main une palette qui rompt le circuit de la pile locale et remet toutes choses dans leur état initial prêtes à fonctionner.

Le mouvement des aiguilles *i* et *r* est déterminé dans le sens nécessaire par le jeu simultané d'un aimant naturel et d'un électro-aimant. Ainsi, pour l'aiguille indicative *i* de l'appareil Y du poste C par exemple, *f* est un fort barreau aimanté courbé à angle droit dont le pôle austral *a* occupe l'extrémité de la partie horizontale et le pôle boréal *b* l'extrémité de la partie verticale à laquelle est fixée une pièce de fer doux. Cette pièce de fer sert de culasse à un électro-aimant en fer à cheval. A l'état de repos, que représente la figure, chacune des armatures *x* et *x′* de cet électro-aimant représente donc un pôle boréal (*) ; *p* est une palette de fer doux mobile sur un axe dont les pointes pivotent sur des vis implantées dans l'aimant fixe *f*. Elle est armée de deux leviers *l* et *t*, ce dernier destiné à conduire l'aiguille *i* par l'engrenage *s*. A l'état de repos, la palette *p*, qui est un pôle austral, appuie contre l'armature *x* de l'électro-aimant et l'aiguille *i* est verticale.

(*) Dans toute cette description les mêmes lettres indiquent les mêmes organes dans l'appareil X et dans l'appareil Y.

En poussant le bouton D du poste B, la lame V′ vient toucher le contact *d′* et un courant positif de la pile de ligne du poste B passe par le fil de ligne L et arrive au poste C par la lame V; d'où, par le contact *c*, le levier *h*, le contact *m* et la borne *n*, il va d'une part à la sonnerie S qui tintera et d'autre part dans l'électro-aimant E où il circulera de *n* en *n′*. L'effet de ce courant dans la bobine est de transformer l'armature *x* en un pôle austral et d'augmenter la polarité boréale de l'armature *x′*; la palette *p* qui reste toujours un pôle austral cède à l'attraction de l'armature *x′* sur laquelle elle vient buter. Par ce mouvement, l'aiguille *i* s'incline pour annoncer le train. En même temps, le levier *h* quitte le contact *m* pour le contact *m′*. Le courant positif venu du poste B par le fil de ligne L est interrompu et cesse de passer par la bobine E. La palette *p* est retenue par l'armature *x′* en raison de la distance de l'armature *x*; l'aiguille *i* reste inclinée et soustraite à toute action de courant passant par le fil L.

Le levier *h* en touchant le contact *m′* ferme le circuit de la pile de ligne du poste C. Un courant positif permanent va passer par le contact *m′*, le levier *h*, le contact *c*, la lame V, le fil de ligne L; il arrive ainsi dans l'appareil X du poste B à la lame V′, au contact *d* et à la borne *o* par laquelle il passe dans l'électro-aimant E′ disposé identiquement comme l'électro-aimant E de l'appareil Y du poste C. Pour les motifs ci-dessus donnés, l'*aiguille de répétition r* va donc s'incliner dans le sens de la marche du train.

Les choses restent en cet état jusqu'à ce que le poste C pousse le *bouton d'arrivée* A. La lame V quittant le contact *c* interrompt le courant positif permanent qui circulait dans le fil L. En touchant d'autre part le contact *c′* elle ferme le circuit de la pile de ligne du poste C. Ce courant passant par le contact *c′* se bifurque sur la lame V. D'une part, par le contact *q*, il arrive à la borne *n* et à

l'électro-aimant E du poste C. Ce courant négatif va produire dans cet électro-aimant des effets de polarisation inverses à ceux qui avaient fait incliner l'*aiguille indicative*, laquelle, sous l'influence de ce courant, va donc revenir à sa première position, c'est-à-dire à la verticale. La seconde branche du courant négatif passe par le fil de ligne L, arrive à la lame V′ du poste B et par le contact *d* et la borne *o* à l'électro-aimant E′ où ce courant négatif va également produire des effets inverses à ceux produits par le courant positif qui avait incliné l'aiguille *r*. L'aiguille va donc être redressée à la verticale et toutes choses seront ainsi revenues à l'état initial.

On voit d'un seul coup d'œil comment par le fil L′ on échangera une correspondance semblable pour la circulation de C sur B.

Le jeu du bouton F de la figure 1, planche 30, s'explique aisément. En le poussant au poste C par exemple, on déplace directement le levier *l* et on fait toucher au ressort *h* le contact *m′*; le courant positif de la pile de ligne du poste C s'établit, produisant les mêmes effets que si un train était signalé par le poste précédent.

Signaux optiques. — Chaque poste est muni, dans chaque direction, d'un signal fixe avancé manœuvré dans les conditions ordinaires par le stationnaire et d'un signal carré d'arrêt absolu à deux feux rouges.

On pourrait employer et on a employé au début de l'application du *block system* sur le réseau de l'*Ouest*, le signal carré d'arrêt absolu ordinaire. Depuis, on a préféré appliquer au *block system* un signal spécial, dit *de cantonnement,* représenté figures 4 à 9 (Pl. 30).

Ce signal se compose d'un poteau A, en fer à U, semblable à ceux des autres signaux, monté sur une cloche S, en fonte. La partie supérieure de ce poteau est munie d'un axe horizontal D, en fer, autour duquel peuvent pivoter deux bras ou voyants B, B_1, reliés chacun au moyen d'une

bielle M, M_1, avec une équerre T, calée sur un deuxième axe D′, horizontal, fixé à la partie inférieure du poteau. Sur ce même axe, et vers le milieu de sa longueur, est calée une poulie à gorge P, sur laquelle passe une chaîne qui sert à relier le signal avec son levier de manœuvre représenté figures 8 et 9, Pl. 30.

Ce levier de manœuvre comprend un support en fonte, muni à sa partie supérieure d'un axe horizontal en fer D″, sur lequel est montée, à frottement doux, une poulie à gorge P′. Sur cette poulie est fixé un levier en fer L terminé par une poignée à sa partie supérieure et portant un loquet à poignée et à ressort servant à fixer le levier, et, par suite, la poulie dans une des trois positions qu'il doit occuper.

Chacune de ces positions est déterminée par un des trois crans dont est munie une pièce en fer *mnp*, formant secteur, boulonnée sur le support en fonte de levier de manœuvre.

Ce levier est relié avec le signal au moyen de deux fils de fer qui se terminent, du côté de la manœuvre comme du côté du signal, par une chaîne qui passe sur les poulies à gorge dont il a été parlé.

Les *signaux de cantonnement* sont toujours placés à peu de distance de leurs leviers de manœuvre, à 200 mètres au plus ; on a donc pu appliquer la transmission à deux fils pour obtenir les mouvements combinés des deux voyants au moyen d'un seul levier. Toutefois le bon fonctionnement de ces signaux nécessite un soin tout spécial pour le réglage de la tension des fils ; il est fait au moyen de deux tendeurs à vis établis sur chacun des fils de la transmission à proximité du levier de manœuvre.

Au moyen de ces dispositions le signal de cantonnement donne, le jour comme la nuit, trois indications bien distinctes.

Le jour :

1° les deux voyants peuvent être horizontaux et l'un des voyants, celui antérieur B, formé par une tôle rectangulaire, peinte en rouge, est seul visible, ce qui signifie *l'arrêt absolu* (*fig.* 5).

2° Le voyant antérieur B peut être abaissé et masqué par un écran E, peint en blanc, ce qui rend visible le deuxième voyant B_1, formé par une glace dépolie portant l'inscription suivante ATT^{ON}, pour attention (*fig.* 4).

3° Les deux voyants peuvent être abaissés et masqués par l'écran, ce qui signifie que la voie est libre (*) (*fig.* 6).

La nuit, ces trois positions sont indiquées :

La première, par deux feux rouges obtenus au moyen d'une lanterne F, à un seul bec et à réflecteur spécial, placé derrière les deux voyants ;

La deuxième par l'inscription ATT^{ON} qui se détache en noir sur la glace dépolie éclairée par derrière par la même lanterne ;

La troisième par le feu blanc de la lanterne.

Par suite des dispositions adoptées, le deuxième voyant portant le mot *attention* ne peut être effacé qu'après le voyant rouge qui signifie *arrêt absolu* ; l'agent qui manœuvre ce signal étant obligé de marquer un temps d'arrêt après avoir effacé le premier voyant. Pour obtenir ce résultat, il a été placé sur le secteur S (Pl. 30, *fig.* 8), portant les crans destinés à recevoir le loquet du levier, une pièce de butée G, qui, au moyen d'un ressort *r* (Pl. 30, *fig.* 9) est maintenue en face du loquet *l* et empêche le levier de dépasser la position qui correspond au cran du milieu ; en agissant sur la petite poignée *a*, qui fait corps avec la pièce de butée, on peut dégager le loquet et mettre le levier dans la troisième position correspondant à la voie libre.

(*) Nous verrons ultérieurement l'emploi qui doit être fait de ces divers signaux et leur signification.

On a jugé inutile de maintenir le temps d'arrêt pour passer de la voie libre à la voie fermée et la pièce de butée est disposée de façon à se déplacer sous la poussée du loquet.

Ce *signal de cantonnement* est muni d'un appareil porte-pétards destiné à placer, au droit du signal et sur l'un des rails de la voie à laquelle il s'adresse, deux pétards qui y restent tant que le signal commande l'arrêt absolu. La tige *t* du porte-pétards est reliée au moyen d'une bielle à une manivelle T′, calée sur l'arbre D′, du signal. Ce calage est fait de telle sorte que les pétards s'éloignent du rail en même temps que le voyant commandant l'arrêt absolu est effacé, et qu'ils restent dans cette situation lorsque le voyant *attention* est seul visible et lorsque le signal indique *voie libre.*

Position des signaux de cantonnement dans les gares. — Dans les gares, le signal carré est placé soit en tête de chaque quai, par rapport à la marche des trains, soit au delà, près des aiguilles des voies de gare, s'il en existe, et toujours de façon à être facilement aperçu du chef de gare et du mécanicien auxquels ils indiquent si la voie est libre ou occupée. Les chefs de gare ne doivent faire partir les trains ou les machines qu'après s'être assurés que le signal carré indique bien que la voie est libre.

Lorsque, pour une manœuvre ou un garage à exécuter dans une gare, la machine doit dépasser un signal carré à l'arrêt, celui-ci est effacé, à la demande du chef de gare ou de son représentant, qui doit s'assurer préalablement que le mécanicien a compris la manœuvre à exécuter ; ce signal est replacé à l'arrêt, s'il y a lieu, dès que la machine l'a franchi.

Pour le départ d'un train garé, on procède comme pour le départ ou le passage d'un train sur la voie principale.

Si, d'ailleurs, la voie de garage est placée au delà du poste de la gare, la sortie de cette voie sera défendue par un

signal carré jaune qui ne pourra être manœuvré que par le stationnaire.

Conditions d'application du block system. — La première règle admise sur l'*Ouest* est que le *block-system* a pour but de remplacer l'intervalle de temps par l'intervalle de distance; conséquemment, sur les lignes exploitées par le block system, dès qu'un poste a rendu *voie libre* au poste précédent, ce dernier peut laisser passer tout autre train qui surviendrait, quel que fût l'intervalle de temps écoulé depuis le passage du train précédent et la nature de chacun des deux trains.

Si, pour une cause quelconque, le poste suivant n'a pas rendu *voie libre* au poste précédent lorsqu'un second train s'y présente, on se conforme aux règles suivantes :

Pendant les 5 premières minutes qui suivent le départ ou le passage de la machine ou du train précédent, l'arrêt est absolu en ce sens qu'aucun train ou machine ne peut être autorisé, sous quelque prétexte que ce soit, à entrer dans la section bloquée.

Pendant les 5 minutes suivantes, le signal d'arrêt restant maintenu, un train ou une machine peut être autorisé à entrer dans la section bloquée moyennant la remise au mécanicien d'un bulletin écrit lui prescrivant de marcher lentement et avec prudence jusqu'à ce qu'il ait rejoint la machine ou le train précédent, ou atteint le poste suivant.

Ces 10 premières minutes écoulées et jusqu'à ce qu'il ait été rendu voie libre, on se borne à faire, par le signal de cantonnement, le signal spécial précité *attention*, qui avertit simplement les mécaniciens qu'il n'a pas été rendu voie libre par le poste suivant.

Le règlement ne limite pas, d'ailleurs, le nombre des trains qui peuvent être successivement introduits avec bulletin écrit pendant le délai des 5 minutes, où, le signal d'arrêt étant maintenu, les trains ont cependant la faculté d'entrer dans la section bloquée : le nombre des trains

entrant avec le signal d'*attention* est naturellement illimité.

Chacun de ces trains doit être successivement annoncé immédiatement après que le poste d'aval a rendu voie libre du train qui précède et, afin que le stationnaire d'entrée de la section bloquée n'oublie aucun train, il doit inscrire successivement sur une ardoise tout train autorisé à entrer dans une section bloquée et le biffer à mesure que le poste suivant lui donne avis que le dit train est sorti de la section.

Le signal d'arrêt doit naturellement être maintenu à l'entrée de la section jusqu'à ce que le stationnaire d'avant ait l'assurance, par l'exécution rigoureuse de la mesure précédente, que le dernier train entré dans la section a été à son tour dûment annoncé par lui et que son correspondant à l'avant lui a donné avis de sa sortie de la section.

Tous les délais de temps ci-dessus indiqués, de 5 et 10 minutes, sont doublés lorsqu'il existe entre les deux postes un tunnel en ligne droite de 1 000 mètres de longueur et au-dessus, ou un tunnel en courbe d'une longueur de 600 mètres et au-dessus. Ainsi, dans ce cas, la section reste absolument bloquée, le cas échéant, pendant les 10 minutes qui suivent le passage du train précédent; les trains peuvent entrer dans la section qui continue à rester bloquée, mais avec bulletins d'avertissement, dans les 10 minutes suivantes; ce n'est qu'au bout de 20 minutes que l'on présente simplement aux trains le signal *attention*. De plus, le bulletin écrit remis au mécanicien porte, outre les recommandations générales ci-dessus indiquées, celle de marcher à une vitesse qui n'excède pas 15 kilomètres à l'heure sous le tunnel et en redoublant de précaution.

Sections exploitées par le block system. — Le block system avec indicateurs Regnault, tels que nous venons de les faire connaître, fonctionne actuellement sur les lignes de

banlieue et sur la ligne du Havre, de Paris à Malaunay, soit en tout sur 200 kilomètres.

Sur les 51^{k},600 qui s'étendent de Paris, ou plus exactement de l'origine des cantonnements (P à N. n° 1, kil. 5 600), jusqu'à l'embranchement de Mantes, il y a 24 postes successifs, constituant 23 cantonnements, dont la longueur moyenne est de 2^{k},243 variant entre un maximum de 3^{k},2, et un minimum de 900 mètres.

Appareil Regnault modifié. — Le programme que la Compagnie de l'*Ouest* s'est proposé de remplir par les modifications apportées aux appareils Regnault, soumises actuellement à l'Administration, est le suivant :

1° Le poste B ne pourra annoncer un train au poste suivant C sans avoir au préalable mis à l'arrêt le signal carré de son poste;

2° Le poste B ne pourra effacer son signal carré tant que le poste C n'aura pas débloqué la voie électriquement en B;

3° Le poste C ne pourra débloquer la voie en B avant que son disque avancé ne soit fermé.

La première condition a été résolue par un enclenchement purement mécanique; les deux autres avec l'intervention de l'électricité.

Pour résoudre la première condition, il a suffi d'établir une liaison par tringles rigides et leviers entre le levier de manœuvre du signal carré et le poussoir de départ D. Lorsque le signal carré est effacé, un crochet placé sur un levier embrasse une encoche du bouton de départ et empêche de le pousser; en fermant le signal carré le jeu de la tringle de transmission et des leviers soulève le crochet et laisse libre le mouvement du bouton de départ D.

e levier du signal carré enclenche, en outre, mécani-
ent le levier du signal avancé, de manière que ce
r soit toujours fermé avant le premier.
seconde condition a été satisfaite par l'addition aux

appareils primitifs d'une serrure électrique dont le diagramme (*fig.* 3) permet de comprendre l'action (*).

La serrure électrique est placée horizontalement dans une boîte sur le support du levier de manœuvre. Un pêne *k* est poussé par le ressort *r* et peut être tiré par la poignée F. Par son extrémité opposée *v*, le pêne appuie toujours sur la face latérale du secteur du levier de manœuvre. Lorsque le signal carré est fermé le pêne *k* se trouve poussé à fond de course en avant, par suite d'un retrait correspondant qui existe sur la face latérale du secteur; il est, au contraire, à fond de course en arrière, dans la position représentée par le diagramme, lorsque le signal est à voie libre ou à *attention*. Pour effacer le signal, il faut donc tirer le pêne par la poignée F de manière à faire passer la saillie du secteur contre laquelle bute l'extrémité *v* du pêne. Mais en prenant la position correspondant au signal fermé, le pêne chassé par le ressort *r* est lui-même *fermé* mécaniquement par l'extrémité recourbée de la branche β de l'équerre αβ, sous l'action du ressort ρ. Dans cette position on ne peut plus tirer le pêne que si, sous l'influence d'un courant passant par les bobines, la palette α attirée fait pivoter l'équerre αβ et libère le pêne ou l'*ouvre*. Ce courant, provenant de la pile locale *z' c'*, ne peut circuler que si on ferme deux solutions de continuité, l'une entre les contacts *x* et *y* de la serrure, l'autre entre le levier *j* de l'appareil X du poste B et le contact *e*, lequel contact a été ajouté, comme nous l'avons dit, à l'appareil primitif. La première solution de continuité entre *x* et *y* est fermée par le mouvement de l'équerre *mn*, dont la branche *m* est menée par le pêne, dès que le pêne *k* prend sa position à fond de course correspondant au signal fermé ou *se ferme* mécaniquement. La seconde, comme le montre le

(*) Nous avons déjà dit que la figure 3 représentait exactement le diagramme de l'appareil Regnault modifié.

diagramme, n'est fermée que si l'aiguille de répétition *r* est verticale. D'où il résulte que le train étant annoncé à B par A et le signal carré de A étant fermé derrière le train, A ne peut plus effacer ce signal tant que B ne lui a pas rendu voie libre.

Le courant de la pile locale ne sert donc qu'à ouvrir la serrure électrique, de sorte que, si l'électricité vient à faire défaut, le signal reste fermé.

Une aiguille de galvanomètre G, placée au-dessus de la serrure, indique si elle est ouverte ou fermée par le courant électrique.

Dans le cas où, pour une cause quelconque, un train devrait pénétrer dans un canton avant qu'on ait reçu voie libre en amont, le stationnaire ferait usage d'une clef spéciale pour ouvrir la serrure électrique afin de manœuvrer le signal carré.

Cette clef agit directement sur l'équerre $\alpha\beta$; en écartant β, elle déclenche le pêne à ressort que l'on peut alors tirer à la main.

Un artifice spécial empêche, lorsque l'on fait usage de cette clef, d'effacer complètement le signal. On ne peut pas passer de la première position (*voie fermée*) à la troisième (*voie libre*); on doit forcément s'arrêter dans la deuxième (*attention*). A cet effet, la clef destinée à agir sur la serrure électrique, est fixée sur la petite poignée *a* (Pl. 30, *fig.* 9), qui est vissée sur le secteur. Il faut donc la dévisser pour pouvoir mettre la clef dans la serrure électrique. Mais en enlevant la poignée *a*, on n'a plus la faculté d'agir sur le ressort *r* et la pièce de butée G, ce qui fait que le levier se trouvera nécessairement arrêté à la position correspondant au cran du milieu ou à la deuxième position (*attention*).

La troisième condition — mise à l'arrêt du disque avancé du poste C avant que ce poste puisse rendre voie libre au poste B — s'obtient en intercalant un relai à double effet

dans le fil de sonnerie du disque, ainsi que le représente le diagramme figure 10 de la planche 30.

Pour que le bouton d'arrivée du poste C puisse lancer dans le fil de ligne le courant négatif de la pile de ligne P il faut que le levier *k* ait basculé de la position de repos représentée sur la figure et soit venu sur le contact *n*. Ce mouvement ne peut avoir lieu que lorsque le circuit de la pile de sonnerie N, placée au bas du disque, est fermé par le commutateur de disque *l*, c'est-à-dire lorsque le disque est à l'arrêt. En ce cas, en effet, l'électro-aimant du relai attire la palette *s* et fait basculer dans le sens voulu, le levier *k*.

En même temps que le levier tombe sur le contact *n*, le levier *p* vient sur le contact *m* et ferme le circuit de la pile locale M qui fait marcher la sonnerie du disque.

Observations sur les indicateurs Regnault. — Les traits caractéristiques de l'indicateur Regnault primitif sont les suivants :

La section se bloque électriquement en amont, sur le signal d'annonce lancé du poste d'amont, par un courant de retour émané de l'appareil correspondant d'aval sans que le stationnaire de ce poste d'aval ait à intervenir.

Le poste d'amont ne peut plus annoncer un second train en aval tant que ce poste d'aval ne lui a pas rendu voie libre du premier.

L'appareil modifié, proposé par la Compagnie de l'*Ouest*, satisfait aux conditions suivantes :

Le poste B ne peut annoncer un train au poste suivant C que lorsque le signal carré de B est à l'arrêt ; le signal avancé a dû y être mis au préalable, sans quoi B n'aurait pas pu rendre la voie libre au poste précédent A.

Le poste B ne peut effacer son signal carré tant que le poste C ne lui a pas rendu voie libre.

Le poste C n'a d'ailleurs pu rendre voie libre au poste B sans que le disque de ce poste ait été fermé.

Avec la disposition donnée en dernier lieu à la serrure électrique, qui a été décrite ci-dessus, le signal à l'arrêt se trouve enclenché mécaniquement et l'électricité n'agit que pour déclencher : si elle vient à faire défaut, le signal reste à l'arrêt, à moins qu'on ne recoure à la clef spéciale. Son emploi peut être discuté; on peut, en effet, se demander s'il convient de remettre aux agents un moyen aussi facile de faire disparaître la solidarité entre les signaux optiques et les signaux électriques pour la réalisation de laquelle on se sert de dispositions relativement si compliquées.

D'autre part, si cette solidarité est obtenue il n'y a pas simultanéité entre les deux groupes de signaux. Il est facile de voir que le nombre des mouvements différents ou manœuvres à faire à un poste pour le passage d'un train est même assez considérable.

Enfin, il n'y a pas solidarité complète entre le blocage en amont et le déblocage en aval. Le poste B peut rendre voie libre à A dès qu'il a mis son disque à l'arrêt, mais sans être obligé de mettre au préalable à l'arrêt son signal carré.

Block system du Nord avec electro-sémaphores Lartigue, Tesse et Prud'homme. — Dans le block system avec électro-sémaphores, les appareils pour transmissions de signaux électriques se confondent avec les appareils de signaux optiques. On ne peut décrire les uns sans décrire les autres.

Description des appareils. — Il y a lieu, comme dans tout block system, de distinguer les électro-sémaphores des postes intermédiaires de ceux des postes extrêmes.

Ceux-ci ne commandent qu'une des voies principales, tandis que ceux-là s'adressent aux deux voies. Chaque poste intermédiaire porte donc en double les mêmes pièces que le poste extrême.

Ces pièces sont les suivantes ;

1° Une grande aile mobile placée à la partie supérieure d'un mât se développant horizontalement à la gauche de ce mât, et peinte en rouge sur la face destinée à donner des indications aux mécaniciens;

2° Une lanterne à feu blanc devant laquelle vient se placer un écran à verre rouge lorsque l'aile occupe la position horizontale, et qui éclaire par réflexion un écran à verre vert dépendant de cette même aile; de sorte que la nuit la position d'arrêt est indiquée par deux feux, l'un rouge, l'autre vert;

3° Un petit bras peint en jaune se développant horizontalement à droite à mi-hauteur du mât, ce petit bras n'a aucune signification comme signal aux mécaniciens. Il sert uniquement, à laisser trace à l'agent du sémaphore de l'avis donné, par le poste précédent, du passage ou du départ d'un train ou d'une machine vers son poste;

4° Un carillon annonçant l'envoi d'un signal par le poste correspondant;

5° Deux appareils, dits n° 1 et n° 2, destinés chacun à manœuvrer, par un demi-tour de manivelle, l'aile et le petit bras.

L'appareil n° 1 sert à faire apparaître la grande aile du poste et le petit bras du poste correspondant en avant.

L'appareil n° 2 sert à effacer le petit bras du poste et la grande aile du poste correspondant en arrière.

L'appareil n° 1 d'un poste se trouve relié par un fil de ligne avec l'appareil n° 2 du correspondant et réciproquement, en sorte que, comme pour les indicateurs Regnault, il faut deux fils de ligne pour la circulation dans les deux sens entre deux postes consécutifs.

Tout signal produit au poste correspondant est confirmé à l'agent qui l'a envoyé par un signal automatique en retour, indiquant que la manœuvre a produit son effet.

Les manivelles qui servent à manœuvrer les appareils nos 1 et 2 impriment un mouvement de rotation à des com-

mutateurs placés à l'intérieur de boîtes en tôle et disposés de telle manière que l'agent qui a bloqué une section en amenant son aile à la position horizontale, et annoncé du même coup le train au poste suivant, ne peut débloquer cette section lui-même.

Ainsi, lorsqu'un train pénètre dans une section, l'agent placé à l'entrée, après avoir mis à l'arrêt son disque à distance, tourne d'un peu plus d'un demi-tour la manivelle de la boîte n° 1, ce qui a pour effet de faire apparaître successivement la grande aile de son poste, le petit bras du poste suivant, le voyant rouge « *voie fermée* » dans la fenêtre de la boîte n° 2 de ce poste et de donner au poste expéditeur un accusé de réception par un coup de timbre et par le passage au jaune du voyant « *train annoncé vers...* » qui apparait dans la fenêtre de l'appareil n° 1.

Lorsque le train sort d'une section, l'agent du poste placé à la sortie, après avoir mis son disque à distance à l'arrêt et vérifié que le train est bien complet, manœuvre la manivelle de l'appareil n° 2 pour effacer successivement le petit bras et le voyant de son poste, la grande aile et le voyant du poste précédent.

M. Clérault ayant décrit ici même (1877, t. XIV) les dispositifs au moyen desquels tous ces effets sont obtenus, nous croyons inutile de reprendre une description complètement et parfaitement faite.

L'appareil actuel du *Nord*, sauf la disposition des feux de nuit que nous avons déjà mentionnée, est resté tel que l'a décrit M. Clérault. Il serait oiseux de signaler quelques petites modifications de construction, notamment dans le *commutateur de correspondance*, lesquelles ne touchent en rien aux principes et au mode de fonctionnement de l'appareil. Nous rappellerons d'ailleurs, à cette occasion, que le règlement du *Nord* admet que ce *commutateur de correspondance* ne doit servir que pour passer les trois signaux suivants :

1° *Manœuvrez l'appareil n° 2 pour effacer ma grande aile* (deux sonneries);

2° *Manœuvrez l'appareil n° 1 pour faire apparaître mon petit bras* (trois sonneries);

3° *Rentrez dans le circuité télégraphique* (sonneries brèves et multipliées).

Les deux premiers signaux ne doivent d'ailleurs être passés que pour procéder à une vérification d'appareil. Le troisième seul est un signal ayant trait à la circulation des trains; il est toujours destiné à être passé à la station la plus voisine en aval et se transmet successivement, le cas échéant, d'un poste à l'autre de pleine voie, s'il y en a plusieurs établis entre deux stations consécutives.

Disposition des signaux. — Le caractère distinctif des électro-sémaphores étant la réunion, dans le même appareil, des signaux électriques et des signaux optiques, l'organisation d'un poste consiste simplement dans l'établissement d'un électro-sémaphore. En outre, sur le *Nord*, tous les postes, tant ceux de gare que ceux de pleine voie, sont considérés comme des stations et, par suite, munis de disques avancés dans les deux sens, que les stationnaires mettent et tiennent à l'arrêt tout le temps qu'y reste le bras correspondant de leur sémaphore.

Conditions d'application du block system. — Sur le *Nord*, comme sur l'*Ouest* on n'a plus à s'occuper de maintenir des intervalles de temps sur les lignes exploitées par le block system.

Toute section est libre pour un second train, dès que le poste d'aval a donné voie libre du train précédent, quel que soit le temps écoulé depuis le passage du premier train au poste d'amont. Aussi bien, il serait difficile d'opérer autrement par suite de la nature même des appareils. En rendant la voie libre, le poste d'aval efface par cela même le signal d'arrêt du sémaphore du poste d'amont, sans que

le poste ait la liberté de le maintenir, s'il y avait nécessité, pour une cause ou pour une autre.

Ce fait a été considéré comme une lacune dans le block system réalisé par ces appareils. Le poste d'amont aurait bien la ressource, le cas échéant, de remettre son sémaphore à l'arrêt ; mais, comme par cela même il annonce un train en aval, il ne pourrait annuler ce signal d'annonce et faire effacer la grande aile de son sémaphore qu'en prévenant son correspondant par les sonneries du commutateur. Il n'échappera pas que ce serait là un procédé tout à fait irrégulier, qui serait peu admissible et qui, effectivement, ne serait pas admis.

On répond à cette critique en faisant observer que l'électro-sémaphore ne doit jamais être destiné à couvrir un train ou un obstacle en gare, mais simplement à indiquer si la circulation peut ou ne peut pas avoir lieu dans la section, ce qui est un tout autre objet. Pour le premier, la couverture en gare, il faut employer des disques avancés et des signaux d'arrêt absolu le cas échéant, signaux dont l'emploi doit être tout à fait distinct de ceux des sémaphores.

Quoi qu'il en soit, si un second train se présente au poste d'amont alors que le poste d'aval n'a pas encore rendu voie libre, ce train commencera par trouver à l'arrêt le disque avancé. On agira alors comme dans le cas d'un train qui trouve un disque avancé fermé : le mécanicien doit se rendre maître de la vitesse de son train immédiatement et par tous les moyens à sa disposition ; il avance ensuite de façon à pouvoir toujours s'arrêter, s'il y a lieu, dans la partie de voie en vue et, finalement, le train devra venir s'arrêter complètement au poste d'amont dont le sémaphore est à l'arrêt.

S'il s'est écoulé un intervalle de 5 minutes depuis le passage du train précédent, le stationnaire, à moins d'instructions contraires et spéciales, est autorisé à le laisser pénétrer dans la section bloquée, après que le mécanicien

lui a donné le numéro de sa machine et du train. Ce délai de 5 minutes peut même être réduit à 2 minutes toutes les fois que la distance à parcourir sur la même voie par les deux trains qui se suivent n'excède pas 3 kilomètres.

Le mécanicien d'un train qui entre, ainsi prévenu, dans une section bloquée doit y marcher avec prudence, de façon à pouvoir toujours s'arrêter dans la partie de voie en vue s'il se présente un obstacle ou s'il lui est fait un signal d'arrêt à la main. Si le mécanicien trouve à voie libre le disque avancé du poste suivant, il peut reprendre librement sa marche.

Le règlement ne limite pas le nombre de trains qui peuvent être introduits à la suite d'un premier dans une section bloquée : théoriquement ce nombre est donc indéfini.

Il va de soi que chacun des trains ainsi introduits devront, à mesure que le poste d'aval rend voie libre d'un train précédent, être annoncés et couverts par le poste d'amont et découverts par le poste d'aval. Finalement, si n trains sont entrés dans une section bloquée derrière un premier train pour lequel le poste d'aval n'avait pas encore rendu voie libre, la section ne sera définitivement débloquée que lorsque le poste d'aval aura rendu $n + 1$ fois voie libre, et que le poste d'amont aura manœuvré n fois sa grande aile. Pour que l'agent du poste d'amont ne commette pas un oubli dont les conséquences pourraient être, on le conçoit, désastreuses, il doit inscrire sur un tableau d'ardoise le numéro de tout train ou machine qu'il a laissé pénétrer dans une section bloquée ; il biffe cette inscription lorsque, le signal d'arrêt ayant été effacé, il aura manœuvré de nouveau son appareil n° 1 pour couvrir le train ou la machine ainsi engagée.

Situation du block system sur le Nord. — Le block system par électro-sémaphore, tel que nous venons de le

faire connaître, est appliqué sur le *Nord* à 556 kilomètres.

Sur la section particulièrement chargée de Paris à Creil, par Chantilly, où cette installation fut faite pour la première fois, il y a huit ans, on avait primitivement 12 postes formant 11 sections de $3^k,941$ de longueur moyenne, variant entre un minimum de $1^k,060$ et un maximum de $6^k,100$; mais il a fallu ultérieurement, pour éviter des arrêts trop fréquents, mettre 20 postes formant 19 sections d'une longueur moyemne de $2^k,287$, variant entre un minimum de $1^k,128$ et un maximum de $3^k,163$.

Observations sur les électro-sémaphores. — Un des traits caractéristiques des électro-sémaphores est la simultanéité des signaux électriques et des signaux optiques. Il y a, de plus, solidarité entre eux, en ce sens que le poste d'amont ne peut plus effacer son signal d'arrêt; le poste d'aval peut seul le faire en lançant un courant électrique.

Si l'électricité vient à faire défaut, la voie reste couverte et ne pourra pas, par suite, être indûment découverte.

Comme dans l'indicateur Regnault, le poste d'amont reçoit automatiquement l'accusé de réception de l'annonce du train, accusé de réception qui bloque électriquement la section, sans que le stationnaire du poste d'aval ait à intervenir.

Comme dans l'indicateur Regnault, également, le poste d'amont ne peut plus supprimer ou modifier les signaux faits par lui.

D'un autre côté, en dehors de tout ce qui se rapporte à la régularité et à la sûreté du fonctionnement de l'appareil, on peut présenter diverses remarques critiques sur l'organisation actuelle du block system par électro-sémaphore.

Le poste d'aval B peut rendre voie libre au poste d'amont A sans être obligé, au préalable, de mettre à l'arrêt son disque avancé.

Un enclenchement mécanique entre l'appareil n°2 et le levier du disque avancé permettrait de satisfaire à cette condition.

Il pourrait être également désirable que le poste d'amont B ne pût annoncer un train au poste d'aval C sans que le disque avancé de B ait été, au préalable, mis à l'arrêt. Sans doute, en annonçant un train, le poste d'amont B bloque optiquement la section par son sémaphore. Mais le sémaphore peut ne pas être visible d'assez loin, notamment par temps de brouillard ou d'autre trouble atmosphérique; il est donc utile qu'il soit précédé d'un signal d'avertissement, d'un disque avancé, qui permette au mécanicien d'être en mesure de toujours s'arrêter à temps, s'il y a lieu. Un autre enclenchement mécanique entre la manivelle de l'appareil n°1 et le levier du disque avancé permettrait aussi de satisfaire à cette condition.

Pour un poste de pleine voie, on pourrait également demander qu'il y eut solidarité entre l'appareil n° 2 et l'appareil n° 1 de telle sorte que l'on ne pût débloquer en arrière avant d'avoir bloqué en avant.

Pour un poste de gare, il faudrait que cette solidarité existât seulement pour un train de passage, mais pût être supprimée pour un train qui meurt ou qui se gare, puisqu'on ne peut, avec l'électro-sémaphore, bloquer en aval sans par cela même annoncer un train.

Nous nous bornerons à dire ici que la solution de ces problèmes extrêmement compliqués, prise dans sa généralité, est en ce moment à l'étude au chemin de fer du *Nord*, au moyen d'enclenchements mécaniques particuliers. Aux conditions précédentes, on voudrait même ajouter celle-ci : qu'un train formé ou simplement garé ne pût partir d'une gare B pour circuler dans la section BC sans que le stationnaire de B fût obligé, au préalable, de bloquer ladite section BC.

Dans l'organisation actuelle, un électro-sémaphore de

gare est toujours placé de telle sorte que, sur l'une au moins des deux directions, sinon sur toutes les deux, les trains, pour arriver à leur point de stationnement normal, sont obligés de forcer le signal, quand il est à l'arrêt. En principe, cela n'a pas d'inconvénient spécial si l'on admet, comme nous l'avons dit ci-dessus, que le signal d'arrêt de l'électro-sémaphore n'a pas la valeur du signal d'arrêt absolu. Celui-ci commande l'arrêt *avant* l'appareil et interdit absolument de le dépasser tant qu'il n'a pas été effacé; celui-là commande bien aussi l'arrêt au poste ou à la gare, en ce sens qu'il interdit la circulation *au delà* du poste ou de la gare; mais il n'interdit pas de dépasser l'appareil soit pour entrer dans la gare, soit ultérieurement pour y manœuvrer. Dans cet ordre d'idées, le seul inconvénient de la situation centrale donnée à l'appareil est que, lorsque le train doit repartir, les agents sont obligés de regarder si oui ou non, la voie est libre. Rien ne s'opposerait, d'ailleurs, théoriquement du moins, à ce que l'on écartât l'un de l'autre les deux grands bras d'un sémaphore et à ce qu'on les écartât de leurs boîtes de manœuvre : celles-ci resteraient placées au poste central et ceux-là seraient placés aux extrémités des gares. Reste à savoir si, en pratique, le jeu des transmissions par tringles rigides, qui seraient nécessaires, pourrait fonctionner avec une régularité convenable.

Block system du Lyon avec appareils Tyer-Jousselin. — Les appareils employés sur le *Lyon* pour la réalisation du block system sont :

Comme appareil de transmission des signaux électriques, l'appareil Tyer complété par l'avertisseur Jousselin;

Comme appareils de signaux optiques, les sémaphores et les disques avancés.

Dans l'appareil Tyer ordinaire, employé jusqu'à ce jour, il y a, comme dans l'indicateur Regnault ordinaire, indépendance complète entre les signaux électriques et les si-

gnaux optiques. La Compagnie de la *Méditerranée* vient de soumettre à l'Administration un appareil Tyer-Jousselin modifié, destiné à réaliser la solidarité entre ces deux groupes de signaux.

Comme nous l'avons fait pour l'*Ouest*, nous examinerons successivement l'appareil ordinaire et les conditions actuelles d'application du block system; nous ferons ensuite connaître les modifications proposées et leur objet.

Description de l'appareil Tyer ordinaire. — L'appareil est représenté extérieurement figure 1, Pl. 31 et intérieurement par les figures 2 à 5 de la planche 31.

Deux appareils semblables, réunis par un seul fil de ligne, servent à la communication entre deux postes successifs pour la circulation tant dans un sens que dans l'autre.

Chaque appareil se compose de deux aimants naturels *ab*, *df*, au-dessus de chacun desquels se trouve un électro-aimant E, E′ dont l'axe est formé par un barreau de fer doux terminé par une aiguille de même métal (*fig.* 5). En changeant l'espèce du courant circulant dans la bobine, on change la position des pôles de l'électro-aimant et, par suite, on déplace l'aiguille qui, dans un cas, vient s'appliquer contre les pôles *a* ou *d*, et, dans l'autre, contre les pôles *b* ou *f*; l'aiguille peut donc s'incliner ainsi dans un sens ou dans l'autre et prendre une des deux positions correspondant à *voie occupée* ou *voie libre*, suivant les inscriptions portées sur l'appareil. Après le passage d'un courant dans la bobine de l'électro-aimant, l'aiguille se maintient dans la position où elle a été amenée ou dans laquelle elle est restée, par suite de l'adhérence de l'aimant naturel.

Les figures 2 et 4 montrent sept ressorts susceptibles de former des contacts avec l'extrémité intérieure des boutons poussoirs B_1 et B_2. Ces sept ressorts constituent les bornes : au centre, L du fil de ligne; aux deux extrémités AA des fils de la bobine de l'électro-aimant inférieur, E′,

l'autre extrémité de cette bobine allant à la terre par la borne T; au milieu, des deux pôles, C C, positif, ZZ, négatif, de la pile qui correspond à chaque appareil.

Le fil de bobine de l'électro-aimant supérieur vient se fixer, par une de ses extrémités, à la borne X qui, par le téton *t* (*fig.* 3), communique normalement avec le ressort-contact L. Son autre extrémité va à la terre en passant par la sonnerie intercalée sur ce circuit dont le fil arrive à la borne S. Tout courant qui passe par le fil de ligne arrive donc, dans la situation normale des choses, à la bobine de l'électro-aimant supérieur; mais il n'y passera pas si le ressort-contact L est séparé du téton *t* (voir la coupe longitudinale, *fig.* 3).

Les boutons-poussoirs B_1, B_2 sont terminés (*fig.* 4) par un disque en ébonite portant des touches métalliques α_1, α_2, β_1, β_2. Quand on pousse l'un quelconque de ces boutons, on met en communication l'un des pôles de la pile avec le ressort contact A de la bobine inférieure et le pôle opposé avec le ressort L. Mais, en même temps, comme le montre la coupe longitudinale (*fig.* 3), on sépare le ressort L du téton *t*.

Par conséquent, en poussant un bouton quelconque de l'appareil on envoie un courant dans la bobine inférieure et un autre de nature inverse par le fil de ligne dans la bobine supérieure du correspondant. En poussant l'autre bouton on intervertit respectivement dans chacune de ces deux bobines la nature des courants qui y sont envoyés et par suite la position des aiguilles, inférieure de l'appareil transmetteur, supérieure de l'appareil récepteur ou correspondant.

Ceci dit, on comprend aisément le jeu de l'appareil pour la circulation entre les deux postes consécutifs A et B, (*fig.* 6, qui suppose le poste A tête de ligne et le poste B intermédiaire) : la circulation se fait sur voie 1 de A vers B et sur voie 2 de B sur A. Les deux voies sont libres

entre A et B en sorte que les quatre aiguilles se trouvent sur voie libre. Un train passant en A et allant vers B par voie 1, A l'annonce à B en poussant le bouton B_2 vers lequel l'aiguille inférieure de son appareil est inclinée, la bobine étant supposée disposée pour que, dans cette situation, la polarisation des électro-aimants ne change pas la position des aiguilles. Le seul effet du courant positif lancé dans la ligne sera de faire entendre un coup de la sonnerie en B. Le stationnaire de ce poste ainsi averti pousse le bouton B_1 *voie occupée;* le courant change dans son appareil la polarisation de l'électro-aimant inférieur E' dont l'aiguille se déplaçant vient sur *voie occupée;* le courant de ligne change la position de l'aiguille supérieure du correspondant A qui vient sur *voie occupée* en même temps que la sonnerie du poste A résonne. A reçoit ainsi par l'intermédiaire de B l'accusé de réception de son annonce, accusé de réception qui bloque électriquement la section en A.

Lorsque le train arrivera au poste B, le stationnaire de ce poste poussera le bouton B_2; il ramènera ainsi en même temps sur *voie libre* l'aiguille inférieure de son appareil et l'aiguille supérieure de son correspondant, débloquant électriquement la section en A par ce signal.

On opérerait symétriquement pour la circulation de B sur A par voie 2. Il y a lieu seulement de remarquer que si, lorsqu'un train se présente en B sur voie 2, la voie 1 est occupée, l'aiguille inférieure de l'appareil de B étant donc sur *voie occupée* c'est le bouton placé sous ces mots que B doit pousser pour annoncer le train à A. En ce faisant il ne change pas la position des aiguilles et attaque simplement la sonnerie du poste correspondant de A. Si, par inadvertance, il se trompait de bouton, il produirait ce double inconvénient : 1° de débloquer indûment la section en A; 2° de supprimer au poste A l'annonce du train venant vers lui en sorte que ce poste, induit en erreur, ne bloquerait pas la voie 2 en B. Le signal d'annonce doit toujours se faire

— c'est le point essentiel dans l'appareil Tyer — par le bouton vers lequel l'aiguille inférieure de l'appareil est inclinée, à moins de s'exposer aux graves inconvénients qui viennent d'être indiqués. Théoriquement c'est là un point d'infériorité très-marqué de l'appareil Tyer : la pratique déjà longue qui en a été faite ne confirme peut-être pas les craintes de la théorie.

Description de l'avertisseur Jousselin. — Au début de l'application sur le *Paris-Lyon-Méditerranée*, il y a dix-huit ans, de l'appareil Tyer que nons venons de décrire, cet appareil était simplement accompagné d'une sonnerie électrique ordinaire destinée à attirer l'attention du stationnaire attaqué par son correspondant. A cette sonnerie simple on a substitué depuis quelques années la sonnerie avertisseur Jousselin qui constitue l'appareil de correspondance électrique usuel du réseau *Paris-Lyon-Méditerranée.*

La sonnerie avertisseur Jousselin se compose (Pl. 31, *fig.* 7 à 9) d'un électro-aimant E dont le fil de bobine communique par une extrémité avec la terre et par l'autre avec la borne S de l'appareil Tyer (*fig.* 2) c'est-à-dire avec la bobine supérieure de l'appareil Tyer, qui est actionnée par les courants du poste correspondant : en d'autres termes, l'électro-aimant E de l'avertisseur Jousselin est dans le circuit de la bobine supérieure de l'appareil Tyer. La palette p de cet électro-aimant porte deux arrêts α et β destinés à maintenir par-dessus la queue recourbée f (*fig.* 9) du doigt de déclenchement a dans les deux positions de la palette, suivant qu'elle est au repos sous l'action du ressort antagoniste k, situation représentée par la figure ou attirée par l'émission d'un courant dans la bobine. Le doigt a est monté sur l'axe x du pignon d'un mouvement d'horlogerie mené par le ressort moteur Y : le mouvement est arrêté quand la queue f du doigt a est elle-même arrêtée par les arrêts α ou β. Sous l'émission d'un courant dans la bobine E, la palette p est attirée et s'incline, la queue f du

doigt *a* échappe par la droite à l'arrêt α en s'élevant, mais vient buter contre l'arrêt β qui la maintient et prévient tout mouvement. Lorsque le courant cessant de passer, la palette revient à droite, la queue *f* échappe par la gauche à l'arrêt β et le levier, définitivement libre, fait faire un tour complet à l'arbre *x* sous l'impulsion du ressort moteur, jusqu'à ce qu'il se trouve arrêté à nouveau, dans la position initiale, par l'arrêt α. Par suite de ce mouvement, la came C montée sur l'axe *x* fait un tour complet et lance par l'équerre DE le marteau M contre le timbre T en faisant résonner un coup : en même temps, le pignon monté sur l'arbre *x* fait avancer la grande roue dentée R sur l'axe de laquelle est montée l'aiguille I (*fig.* 7), d'une division du cadran. L'équerre DE sera ramenée dans sa première position par le ressort S.

En ramenant à la main l'aiguille sur la croix en sens inverse du mouvement imprimé par le ressort moteur en se débandant, on rebande ce ressort et on remonte le mouvement d'horlogerie. Cet effet se produit tout naturellement par le jeu d'une roue à rochet *u* et de son cliquet *v*, par l'intermédiaire desquels se trouvent réunies les deux parties du mouvement d'horlogerie.

Ainsi, il faut non seulement qu'il y ait eu émission de courant mais encore cessation de la dite émission dans la bobine E pour que le système entre en mouvement. A chaque fois que cet effet se produira, il y aura un coup donné et un seul nettement donné, et d'autre part progression de l'aiguille d'une division du cadran et d'une seule.

Or, nous avons montré que lorsqu'on pousse un quelconque des boutons d'un appareil Tyer, on envoie toujours un courant dans la bobine supérieure du poste correspondant. Donc à la suite de chaque poussée de bouton il y aura au poste correspondant un coup de cloche produit et progression de l'aiguille d'une division. Nous avons également montré que si l'on pousse le bouton vers lequel l'aiguille

inférieure de l'appareil est inclinée, on ne change rien dans la position des aiguilles tant dans le poste expéditeur que dans le poste destinataire. On pourra donc employer ce bouton pour communiquer librement par l'intermédiaire des Jousselin au moyen de sonneries à coups conventionnels, sans que cette communication télégraphique modifie en quoi que ce soit les signaux électriques du block system.

Les avertisseurs Jousselin des postes Tyer portent habituellement les 12 divisions indiquées (Pl. 31, *fig.* 7) :

1. Tyer voyageurs;
2. Tyer marchandises;
3. Tyer machine isolée;
4. Arrêtez et visitez le train;
5. Wagons échappés sur voie 1;
6. Wagons échappés sur voie 2;
7. Arrêtez train venant sur moi;
8. Train en détresse sur voie 1;
9. Train en détresse sur voie 2;
10. Rentrez dans le circuit du télégraphe;
11. Essai de l'appareil;
12. Dernier signal annulé.

Les trois premiers signaux se rapportent à la circulation normale; ce sont les signaux d'annonce du block system, par lesquels on fait la distinction de la nature du train annoncé au poste suivant. Les autres signaux constituent les véritables signaux de correspondance dont on estime sur le *Paris-Lyon-Méditerranée* que l'échange est de nature à rendre de fréquents et réels services à l'exploitation, soit pour éviter des accidents, soit pour hâter l'envoi du secours. Une pratique de plusieurs années des indicateurs Jousselin a même conduit à faire des signaux 8 et 9 signalant les détresses, non plus des signaux d'avertissement mais des signaux de commandement pour la mise en marche de la machine de secours toutes les fois que le secours n'a pas

besoin de venir à contre-voie, auquel cas il faut toujours une dépêche explicite.

L'indicateur Jousselin ajouté aux appareils Tyer répond donc à un tout autre objet que le commutateur dont sont munis les électro-sémaphores. Celui-ci n'est destiné qu'à l'échange de la correspondance rendue nécessaire par un essai à faire des appareils ou par une avarie. L'indicateur Jousselin est, au contraire, un véritable *appareil de correspondance* électrique, un télégraphe rudimentaire, mis à la disposition des stationnaires, sans qu'il y ait besoin de pile, de transmetteur ou de fil de ligne spéciaux.

Ce système de correspondance n'aurait pas pu être établi sans l'emploi comme récepteur d'un cadran à divisions avec inscription littérale des signaux : l'emploi exclusif d'un certain nombre de coups de timbre ou de sonnerie, comme dans le *commutateur de correspondance* des électro-sémaphores, limite forcément d'une façon très étroite le nombre des signaux à passer si on veut éviter toute difficulté et toute erreur aux stationnaires. Pour empêcher également toute erreur du stationnaire transmetteur, les boutons B_2 et B_1 (*fig.* 1) conduisent par des tiges v_1 et v_2 une roue à rochet qui, à chaque poussée de bouton, fait apparaître le chiffre correspondant dans la fenêtre ε (*fig.* 1) ouverte dans le bas de l'appareil et qui, à l'état de repos présente la croix. Pour revenir à la croix ou au o après un signal passé, il suffit d'appuyer sur un levier qu'actionne un cliquet de la roue à rochet ; la roue, séparée de ce cliquet, est ramenée à la position initiale par un ressort.

Il y aura donc toujours correspondance entre le chiffre qui apparaît dans la fenêtre ε du poste transmetteur et celui sur lequel s'arrête l'aiguille I de l'appareil récepteur. Comme d'ailleurs les cadrans Jousselin de deux postes corpondants A et B (*fig.* 6) sont identiques entre eux, il était inutile de reproduire des inscriptions sur le cadran contrôleur de l'appareil transmetteur. Mais pour que la concor-

dance subsiste toujours entre les deux postes, il est indispensable qu'après un signal passé on n'oublie pas de ramener à la croix tant le transmetteur que le récepteur.

Organisation des postes. — Tout poste intermédiaire est organisé comme le représente la figure 6 : il y aura deux appareils Tyer et deux Jousselin, dont un appareil Tyer et un Jousselin respectivement pour la correspondance avec le poste d'amont et avec le poste d'aval. Une pile et un fil de ligne servent respectivement pour le poste d'amont et pour le poste d'aval.

Les signaux optiques sont faits, en conformité aux signaux électriques, par le sémaphore ordinaire à deux bras, manœuvré à la main, du *Paris-Lyon-Méditerranée* et par deux disques avancés, un pour chaque direction.

Conditions d'application du block system. — Contrairement à la pratique admise sur les autres réseaux, le block system ne dispense pas les gares du *Paris-Lyon-Méditerranée* du maintien entre les trains des *intervalles de temps*. Les prescriptions réglementaires, relatives à cet objet, subsistent donc en principe pour les gares, et le block system n'est destiné qu'à donner un surcroît de sécurité. Toutefois, comme nous l'avons déjà dit page 513, les intervalles de temps à maintenir entre les trains sont diminués sur les lignes exploitées par le block system dans lesquelles la longueur des sections ne dépasse pas 2 500 mètres; sur ces lignes, l'intervalle de 10 minutes, pendant lesquelles on doit présenter le signal d'arrêt, est réduit à 5 minutes, et, par suite, comme il a été dit également, toute obligation de présenter ensuite le signal de ralentissement est supprimé (Voir page 513). Ainsi, bien que la section soit débloquée électriquement à l'amont par le poste d'aval, elle n'en restera pas moins bloquée optiquement pour tout nouveau train, se présentant à un poste de gare, jusqu'à ce qu'il se soit écoulé 10 ou 5 minutes, suivant les cas, depuis le passage du train précédent.

Mais les *postes de gare* sont les seuls qui aient à s'occuper d'un *intervalle de temps* à maintenir en plus de la protection par le block system ; les *postes de pleine voie* n'ont pas à s'en occuper. Les signaux d'arrêt du sémaphore et du disque avancé y sont effacés aussitôt que la section est débloquée.

En tout cas, si un second train survient à un poste dont le sémaphore est à l'arrêt, il s'arrêtera à ce poste et il ne pourra être introduit dans la section bloquée que 30 minutes après le premier, si la distances entre les deux postes est de plus de 6 kilomètres, 20 minutes si cette distance est comprise entre 6 et 3 kilomètres, 10 minutes si elle est inférieure à 3 kilomètres. En outre, le mécanicien et le conducteur-chef du train reçoivent du stationnaire l'ordre écrit de marcher avec précaution, de manière à pouvoir toujours s'arrêter dans la partie de voie qui est en vue s'il se présente un obstacle ou un signal.

Primitivement, le règlement ne limitait pas le nombre des trains qui, théoriquement, pouvaient être ainsi introduits dans une section bloquée. Des instructions récentes n'autorisent plus que l'introduction d'un seul train et, derrière eux, celle de la machine de secours.

Le train ou la machine ainsi introduit dans une section occupée, devra être ultérieurement annoncé et couvert en amont dès que le poste d'aval aura rendu *voie libre* du premier train : la voie ne deviendra définitivement libre que lorsque le poste d'aval aura rendu également *voie libre* du second train. Pour que le stationnaire d'amont n'oublie pas le second train *b* et, le cas échéant, la machine de secours *c*, il doit, le cas auquel nous faisons allusion arrivant, inscrire sur un registre des passages de trains : 1° qu'il n'a pas reçu voie libre du train *a*; 2° qu'il a laissé pénétrer le train *b*; 3° qu'il a laissé pénétrer la machine de secours *c*. Il efface successivement chacune de ces mentions au fur et à mesure qu'il reçoit d'aval un signal de

voie libre; en même temps, il annonce le train ou la machine, et maintient la voie fermée : on continue ainsi jusqu'à ce que le signal de voie libre ait été dûment donné pour le dernier train ou machine (*).

En cas de dérangement dans les appareils, on se borne à maintenir entre les trains les intervalles de temps réglementaires, comme si le block system n'existait plus.

Développement du block system sur le Paris-Lyon-Méditerranée. — Le block system, tel que nous venons de le faire connaître, fonctionne sur les 1 870 kilomètres du *Paris-Lyon-Méditerranée*, qui constituent les voies les plus fréquentées de ce réseau.

Observations sur les appareils Tyer. — Dans le block system avec appareil Tyer ordinaire, l'indépendance est absolue entre les signaux électriques et les signaux optiques. Il y a donc, sur ce point, différence essentielle avec les électro-sémaphores et analogie avec l'indicateur Regnault. Aussi bien, l'appareil Tyer et l'indicateur Regnault ne sont que deux variétés d'un même genre. Sans vouloir entreprendre entre eux une comparaison raisonnée et détaillée, on peut relever les quelques observations suivantes :

L'appareil Tyer est le seul qui n'exige qu'un fil de ligne pour correspondre entre deux postes consécutifs, tant dans un sens que dans l'autre : il en faut deux avec l'indicateur Regnault, comme avec l'électro-sémaphore, d'ailleurs. La question de dépense est peu de chose, une centaine de francs, au plus, par kilomètre ; mais, avec un seul fil, on diminue de moitié l'entretien et les causes de dérangement par rupture, mélange de fils, etc..., ce qui n'est pas à dédaigner.

D'autre part, le poste transmetteur ne reçoit pas un accusé de réception automatique comme dans l'indicateur

(*) Il serait oiseux de s'arrêter sur les détails d'organisation nécessaires pour prévoir le cas : 1° où la machine de secours *c* sort de la section accouplée au train précédent *b* resté en détresse ; 2° où la machine *c* ramènerait le train *b* à contre-voie vers le poste d'amont sans pousser jusqu'au poste d'aval.

Regnault. Pour bloquer électriquement la section en amont, l'intervention du stationnaire du poste d'aval est indispensable.

La distinction à faire dans le Tyer entre le bouton vers lequel l'aiguille inférieure est inclinée ou ne l'est pas, est peut-être moins simple et, par suite, peut entraîner plus facilement des erreurs que la distinction entre les *boutons d'arrivée* et de *départ* du Regnault. Toutefois, cette observation appartient peut-être plus au domaine de la théorie qu'elle n'a d'importance réelle en pratique.

Quant aux objections sur la délicatesse excessive de l'appareil Tyer (*), sur la facilité de ses perturbations par l'électricité atmosphérique, nous ne nous y arrêterons pas. Nous ferons seulement observer que, pratiquement, elles ne paraissent pas avoir une sérieuse importance, ainsi que paraît l'établir une pratique de dix-huit ans sur un réseau aussi étendu que celui du *Paris-Lyon-Méditerranée*.

Appareil Tyer-Jousselin modifié. — Les modifications faites par les ingénieurs-électriciens de la Compagnie, MM. Jousselin, Chaperon et Rodary, ont eu pour but de répondre au programme suivant qui leur avait été posé par la direction de l'exploitation.

Étant donnés trois postes consécutifs A, B, C :

1° B ne pourra rendre *voie libre* à A que lorsque le disque avancé de ce poste B est dûment à l'arrêt ;

2° En outre, B ne pourra rendre *voie libre* deux fois de suite à A ; il ne pourra faire de nouveau ce signal que quand le disque aura été mis derechef à voie libre, puis replacé à l'arrêt ;

3° B en couvrant un train par la mise à l'arrêt de son sémaphore l'annoncera par cette même manœuvre au poste C ;

(*) On a dit qu'il suffisait de fermer brusquement une porte au voisinage d'un appareil Tyer pour changer la position des aiguilles ; en fait on ne réussit même pas à produire cette perturbation en donnant un coup de poing à l'appareil.

4° Par ce même mouvement, il enclenchera mécaniquement son sémaphore, qu'il ne pourra effacer que lorsque C lui aura rendu électriquement *voie libre*.

A ces conditions du programme primitif, on a ultérieurement ajouté, pour les postes de pleine voie, celle de rendre solidaire le déblocage en arrière avec le blocage en avant, sans parler des divers enclenchements mécaniques à établir entre les signaux d'un même poste (disque et sémaphores).

Ce programme a été réalisé par les modifications de l'appareil primitif représentées dans les figures 10 à 14 de la planche B, qui indiquent les dispositions d'un poste intermédiaire du nouveau système; il va de soi qu'un poste tête de ligne aurait chacun de ces appareils en simple au lieu de les avoir en double.

T est l'appareil Tyer modifié : appareil double, de poste intermédiaire, vu extérieurement, dans la figure 10; simple, d'extrémité de ligne, vu intérieurement dans la figure 11;

S, S (*fig.* 10) sont les sonneries indicateurs Jousselin pour la réception des signaux de correspondance lancés par chacun des postes correspondants d'amont et d'aval;

R, R (*fig.* 10), les répétiteurs électriques des disques avancés de chacune des deux directions;

A, A (*fig.* 10, 11 et 14), les tringles solidaires avec le levier de commande des bras du sémaphore correspondant à chacune des directions.

Comme le montre la figure 11, on a conservé de l'appareil primitif toute la disposition inférieure pour l'émission et l'interversion des courants par la poussée des boutons b_1 et b_2, de telle sorte que, dans l'appareil modifié comme dans l'appareil primitif, un seul fil de ligne L sert à la circulation du poste A vers le poste B, comme du poste B vers le poste A. La seule modification de détail entre les deux appareils consiste en ce que les ressorts contacts A, A,

qui, dans l'appareil primitif, formaient la borne du fil de bobine de l'électro-aimant inférieur, communiquent directement, dans l'appareil modifié, avec la borne de terre T. C'est la conséquence de la suppression, dans la partie supérieure de l'appareil modifié, de l'électro-aimant inférieur.

Dans sa partie supérieure, l'appareil modifié ne contient effectivement plus qu'un seul aimant naturel Y, agissant sur le levier en fer doux *ll*, et une bobine E avec noyau en fer doux contre lequel adhère ou n'adhère pas, suivant le jeu de l'appareil qui sera décrit ci-dessous, le levier précité *ll*. Cette bobine E de l'appareil modifié correspond exactement à la bobine supérieure de l'appareil primitif.

Dans l'appareil primitif il y avait lieu de distinguer, suivant les cas, le bouton vers lequel l'aiguille inférieure de l'appareil était inclinée ou ne l'était pas, lorsqu'on avait un signal à passer au poste correspondant. Dans l'appareil modifié un bouton b_1 se trouve exclusivement destiné à passer le signal de voie libre et l'autre b_2 le signal d'annonce, en restant en outre toujours libre pour passer tous signaux de correspondance par les Jousselin, sans rien modifier au jeu des appareils pour ce qui concerne la réalisation du block system. Aussi bien, par suite des enclenchements dont il sera question ci-dessous, toute erreur qui serait commise dans les boutons, malgré cette simplification, ne pourrait avoir d'autres inconvénients que de laisser la voie indûment bloquée en amont quand elle pourrait être débloquée : cela pourrait entraîner des retards mais jamais causer un accident.

Les quatre conditions du programme ci-dessus indiqué ont été satisfaites par les dispositions que nous allons décrire.

Les figures 12 et 13 montrent d'abord comment on a satisfait aux deux premières conditions, qui sont que :

1° Le poste d'aval B ne puisse rendre voie libre au

poste d'amont A sans qu'au préalable le disque avancé de B, côté A, ait été mis à l'arrêt;

2° Le poste d'aval B ne puisse rendre voie libre à A qu'une seule fois.

Sous le bouton b_1, par lequel B peut seulement rendre voie libre à A, comme il sera indiqué ci-dessous, est disposé un électro-aimant E (*fig.* 12), intercalé dans le circuit du fil de sonnerie du disque, électro-aimant devant lequel oscille, autour de l'axe z, une palette p qui, dans ses mouvements d'attraction et de répulsion, entraîne une tige d'acier t. Tant que le courant ne passe pas, la tige t, sous l'influence du ressort k, est à fond de course à droite constituant un verrou qui maintient, dans la position de la figure 13, le bras r de l'équerre qr et empêche par suite de pousser le bouton b_1. A l'émission du courant produit par la fermeture du disque, la tige t, entraînée par la palette p, vient se mettre à fond de course à gauche, cessant de maintenir le levier r; sur ce point, rien n'empêcherait donc de pousser le bouton b_1.

Mais, d'autre part, la palette p est munie en arrière d'un doigt saillant d sur lequel repose par une goupille g un levier l, mobile autour de l'axe O, maintenant par le ressort R une pièce d'acier A, pivotant autour de X et qui, dans la position des figures 13 et 12, s'engage dans une encoche du bouton b_1 et empêche également de le pousser.

Sous l'influence du courant de fermeture du disque, la goupille g échappe au doigt d et le levier l tombe dans le sens de la flèche x jusque sur la branche q de l'équerre qr; en même temps la pièce A tombe dans le sens de la flèche u, en sorte que de ce côté aussi rien n'empêche de pousser le bouton b_1.

Finalement, le stationnaire peut pousser ce bouton pour rendre *voie libre* et il le laisse ensuite revenir à sa position première. Dans ce double mouvement du bouton vont se passer les faits suivants :

Le levier q en pivotant autour de y sous le mouvement de gauche à droite du bouton b_1 a relevé le levier l, dont l'autre goupille d'arrêt g_1 repose sur le doigt d de la palette p. La pièce A est relevée par le ressort R, qui la tient momentanément serrée contre la partie élargie mn du bouton; au passage de l'encoche s, le ressort fait entrer la pièce A dans le bouton b_1, qui se trouve donc de nouveau enclenché. Le bouton b_1 se trouve désormais enclenché et ne pourra être manœuvré à nouveau que lorsque la palette aura été lâchée par l'électro-aimant, puis attirée de nouveau pour reprendre la série des mouvements qui viennent d'être indiqués.

La figure 14 montre par quel dispositif la troisième condition a été remplie. A est une tige solidaire du levier de commande du sémaphore qui s'avance de gauche à droite lorsqu'on ferme le disque. Dans ce mouvement une came G agit sur le bras M de l'équerre MN dont l'autre bras N pousse le bouton b_2 par lequel se fait l'annonce automatique du train. A un certain moment de sa course la came G échappe au doigt M et tandis que la tringle A continue sa course en avant, l'équerre MN revient à sa position première sous l'influence d'un ressort antagoniste (non représenté dans la figure) ramenant le bouton b_2 à sa position normale.

L'annonce du train ainsi produite automatiquement, le bouton b_2 reste ultérieurement complètement libre pour passer des signaux de correspondance par l'indicateur Jousselin. En effet, en poussant ce bouton, on transmet sur le fil de ligne et par suite au poste correspondant un courant positif. Or, comme nous allons le dire, il faut un courant négatif pour opérer le déclenchement de l'appareil correspondant et débloquer la section en amont. Un courant positif arrivant dans le poste récepteur ne produit d'autre effet que de faire marcher la sonnerie.

La figure 11 montre enfin comment a été résolue la der-

nière condition que le sémaphore à l'arrêt reste enclenché en amont jusqu'à ce que le poste d'aval ait rendu voie libre.

Normalement le levier *ll* adhère au moyeu de la bobine E et les choses se présentent dans les conditions de la figure 11. Dans cette situation, le verrou V qui pénètre dans l'encoche E de la tige A empêche de manœuvrer cette tige et par suite le sémaphore qui est calé à l'arrêt : le sémaphore à l'arrêt est donc enclenché mécaniquement. Le poste d'aval, en poussant son bouton de voie libre b_1, envoie dans la bobine E de l'appareil d'amont un courant négatif qui a pour effet de déterminer une polarisation de cette bobine telle que le levier *ll* repoussé pivote autour de O en soulevant le verrou V et par suite permet au stationnaire d'effacer son sémaphore si rien ne s'y oppose. Le levier *ll* vient retomber à droite sur un fer doux *f* disposé de façon à laisser l'aimant naturel toujours armé pour éviter sa désaimantation. Lorsque le stationnaire effaçant son sémaphore fait manœuvrer la tringle A de droite à gauche, la came H remontant sur le plan incliné *p* relève le levier *ll* et le remet dans sa position normale du début.

Le verrou V commande un voyant, en forme de disque, portant l'inscription *voie occupée*, qui vient apparaître dans une fenêtre (*fig.* 10) lorsque le stationnaire B met son sémaphore à l'arrêt, indiquant ainsi que la voie est occupée dans la section BC. Lorsque le poste C rendant *voie libre* soulève le verrou V, il relève en même temps le voyant, qui laisse apparaître à la fenêtre les mots *voie libre*, annonçant ainsi optiquement au stationnaire B que le train a quitté la section BC.

Pour satisfaire à la condition supplémentaire indiquée pour les postes de pleine voie, il suffit d'établir dans le circuit de la pile de sonnerie de disque qui passe par la bobine E (*fig.* 12 et 13) une seconde interruption qui n'est fermée que par la mise à l'arrêt du sémaphore. Par suite,

les mouvements de la palette p et de la tige t, nécessaires pour qu'on puisse rendre voie libre en poussant le bouton b_1, n'auront lieu que si le sémaphore mis à l'arrêt bloque la section d'aval.

On comprend sans peine, à la suite des observations qui précèdent, la série des opérations qui seront faites par les postes successifs à mesure que le train cheminera de A en B, en C, etc... Nous ne nous y arrêterons pas plus longtemps, nous bornant à une dernière remarque.

Dans l'appareil modifié on a supprimé tout accusé de réception au poste transmetteur du signal transmis par lui au poste correspondant. Ces accusés de réception n'ont pas paru, aux Ingénieurs du *Paris-Lyon-Méditerranée*, être nécessaires, en principe, au fonctionnement régulier d'un block system bien organisé.

Organisation des postes avec l'appareil Tyer modifié. — Les postes de pleine voie ne seront pas modifiés dans leur installation générale. Dans les stations, chaque poste sera muni, outre les disques avancés dans chaque direction, de deux sémaphores ordinaires, à deux bras chacun, placés respectivement à l'une des extrémités de la gare. Les bras de chacun de ces sémaphores qui commandent la sortie sont ceux enclenchés avec les appareils Tyer comme on l'a dit ci-dessus; les bras qui commandent l'entrée sont au contraire libres et sont destinés à couvrir les manœuvres en gare, garages, etc... Ce dualisme ou dédoublement des signaux d'arrêt a paru nécessaire avec la solidarité des signaux électriques et optiques du block system. On a voulu qu'il restât possible de couvrir un train par un signal ayant la valeur d'un signal d'arrêt absolu sans pour cela l'annoncer nécessairement au poste d'aval. Le poste proprement dit se trouvera au milieu de la station, dans une cabine élevée où seront réunis, avec les appareils électriques, les leviers de manœuvre des deux disques et des deux sémaphores.

Dans ces postes de gare, le bras sémaphorique libre d'entrée commande un interrupteur du circuit de la pile de disque, analogue à celui indiqué pour les postes de pleine voie, de sorte qu'un poste de gare ne peut rendre voie libre au poste précédent qu'après avoir fermé, derrière le train, et son disque avancé et son sémaphore d'entrée.

Des enclenchements mécaniques, du type Vignier, doivent en outre être établis entre les divers signaux optiques d'un poste, de façon à satisfaire aux conditions suivantes :

Dans un poste de pleine voie, le disque avancé doit être fermé avant que le sémaphore puisse être manœuvré;

Dans un poste de gare : 1° le disque avancé doit être fermé avant que le bras sémaphorique d'entrée puisse être manœuvré; 2° le bras sémaphorique de sortie ne peut être manœuvré avant que le disque avancé n'ait été fermé au préalable.

Nous ajouterons que dans la réglementation qu'on se propose d'adopter au *Paris-Lyon-Méditerranée* avec ces nouveaux appareils, on appliquera le block system absolu *fermé*, comme sur l'*Orléans*, plus rigoureusement même puisque, en cas de dérangement dans les appareils, on ne circulera dans la section, qui continuera à rester bloquée, qu'avec les mêmes précautions que pour le cas de détresse.

Observations sur l'appareil Tyer modifié. — Le but poursuivi par cet appareil a été d'établir la solidarité entre les signaux électriques et les signaux optiques et en même temps la simultanéité comme dans les électro-sémaphores. D'autre part, on a voulu éviter que le signal électrique de voie libre du poste d'aval n'effaçât *ipso facto* le signal optique d'arrêt du poste d'amont. Enfin on s'est efforcé de réaliser entre les disques avancés et les appareils proprement dits du block system les divers enclenchements dont nous avions parlé à l'occasion de l'électro-sémaphore.

Nous nous abstenons naturellement de toute appréciation sur cet appareil, qui est actuellement soumis à l'approba-

tion de l'Administration. Nous ferons seulement remarquer que l'électricité n'agit que pour déclencher et non pour enclencher, en sorte que si elle vient à faire défaut les signaux restent enclenchés à l'arrêt.

Block system de l'Orléans, avec électro-sémaphores modifiés. — Sur le réseau de l'*Orléans* on emploie, pour réaliser le block system, les électro-sémaphores Lartigue, Tesse et Prudhomme, modifiés par MM. Heurteau et Guillot. Cette modification a pour but de soustraire d'une façon plus certaine le fonctionnement des appareils aux perturbations de l'électricité atmosphérique et de donner avis immédiat aux stationnaires de tout dérangement.

Bien qu'une pratique de plusieurs années sur le chemin de fer du Nord paraisse autoriser à ne pas concevoir de crainte sérieuse sur les dérangements par suite d'orages, il n'est pas douteux qu'en principe il y ait lieu de redouter le déclenchement intempestif de la grande aile du sémaphore à la suite d'un courant négatif qui serait développé spontanément par l'électricité atmosphérique dans le fil de ligne et l'électro-aimant Hughes inférieur. Pour obvier à cet inconvénient MM. Heurteau et Guillot font passer dans le fil de ligne et l'électro-aimant un courant positif permanent pendant tout le temps que la grande aile du sémaphore est à l'arrêt.

L'*Orléans* ayant adopté le genre du block system absolu que nous avons appelé *fermé*, il y avait un intérêt spécial à ce que les stationnaires fussent promptement et automatiquement avertis de tous dérangements dans les appareils, de manière à prendre sans retard les dispositions nécessaires pour éviter l'arrêt complet de la circulation, suite naturelle dans le block system absolu *fermé* du maintien à l'arrêt intempestif d'un signal.

M. Zeiller a publié dans les *Annales des Mines* (1877), à la suite du travail précité de M. Clérault (*), le détail des

(*) L'addition de M. Zeiller devait paraître dans les *Annales des Ponts et*

modifications que MM. Heurteau et Guillot ont fait subir aux appareils du Nord pour résoudre le problème qu'ils s'étaient proposé. Nous renverrons donc à cette publication très complète.

Parmi les modifications adoptées à l'*Orléans* nous n'en relèverons spécialement qu'une ici parce qu'elle n'est pas sans avoir quelque importance en pratique. Au *Nord*, la liaison entre l'aile et la manivelle de l'appareil est solidaire de façon à être soustraite à toute action directe de la main du stationnaire. Sur l'*Orléans*, il est au contraire admis qu'en cas de dérangement reconnu le stationnaire peut démonter la transmission mécanique de façon à pouvoir manœuvrer son aile à la main comme un sémaphore ordinaire ou mât de signal à la main. Il n'est pas douteux que théoriquement il y a là quelque chose qui cadre mal avec le principe même du block system tel qu'on l'admet aujourd'hui.

Organisation des postes du block system. — Les électro-sémaphores peuvent être placés aux stations ou en pleine voie; les postes de pleine voie ne sont pas munis de disques avancés et la manœuvre des disques avancés des stations reste absolument indépendante de celle des sémaphores; elle continue à se faire conformément aux règles habituelles pour la couverture seule des trains qui s'arrêtent dans la station. En d'autres termes, les postes de block system de l'*Orléans* ne sont munis que d'électro-sémaphores et n'ont pas de disques avancés à leur disposition. Au reste, les choses ne peuvent pas être autrement organisées avec la signification de signal d'arrêt absolu que le disque avancé a sur l'*Orléans*.

On n'a pas conservé sur l'*Orléans* l'éclairage rouge et vert de l'électro-sémaphore du *Nord*. L'électro-sémaphore

---

...mme elle a paru dans les *Annales des Mines*, à la suite du tra...ult; un retard dans la production du manuscrit l'a empêché.

de l'*Orléans* est éclairé par un seul feu rouge d'arrêt absolu, suivant le principe fondamental de l'organisation des signaux de ce réseau, qui cadre très bien du reste avec le principe du block system absolu *fermé*.

Conditions d'application du block system. — Sur les lignes exploitées par le block system, tant que les électro-sémaphores fonctionnent régulièrement, les stationnaires n'ont plus à se préoccuper d'intervalles de temps à maintenir entre les trains; l'intervalle de distance subsiste seul.

Ce n'est exclusivement que dans le cas de détresse d'un train ou d'une partie de train qu'un second train ou une machine peut être autorisée à s'engager dans la section bloquée pour aller secourir le train resté en détresse. Le second train, dans ce cas, se sera forcément arrêté à l'entrée de la section dont le signal est à l'arrêt, et il ne pourra y entrer que sur un ordre écrit du stationnaire lui prescrivant de s'avancer avec toutes les précautions nécessaires.

Le règlement de l'*Orléans* prévoit une seule autre dérogation au principe d'un block system absolu idéal et pour le cas de détresse également. Lorsqu'un train ou une partie de train reste en détresse entre deux postes sémaphoriques, la machine peut être expédiée en avant seule ou avec une partie du train, pour revenir ensuite à contre-voie reprendre le train ou la portion laissée sur la voie. En ce cas, outre l'ordre écrit prescrivant la manœuvre, le chef de train donne au mécanicien un autre ordre écrit que celui-ci doit remettre au poste d'aval prescrivant à ce poste de ne pas manœuvrer son appareil n° 2.

En cas de dérangement empêchant le fonctionnement régulier des appareils, le service est suspendu au point de vue du block system. Le stationnaire, au moyen d'une clef dont il est muni à cet effet, démonte la tringle qui commande la grande aile de son sémaphore, de manière à pouvoir la manœuvrer à la main et s'en servir provisoirement,

comme d'un disque manœuvré à la main, pour maintenir les intervalles de temps réglementaires.

Développement du block system. — Le block system tel qu'il vient d'être décrit, fonctionne sur la section de Vitry à Bretigny (26 kilomètres) depuis 1877 (*). Il va être appliqué sur d'autres sections formant troncs communs à plusieurs lignes et étendu de Bretigny à Orléans.

Les 26 kilomètres de Paris à Bretigny forment douze sections avec treize postes dont dix de station et trois de pleine voie. La longueur moyenne des sections ressort à 2 157 mètres avec maximum de 2 965 et minimum de 1 470 (**).

BLOCK SYSTEM SUR LE RÉSEAU DE L'EST. — On a fait usage, dans le début, sur le réseau de l'*Est* des appareils Tyer et ultérieurement des électro-sémaphores Lartigue, Tesse et Prudhomme.

Block system avec appareils Tyer. — Des appareils Tyer ordinaires, analogues à ceux du Paris-Lyon-Méditerrannée ont été employés pour réaliser le block system dans la section de 4 kilomètres comprise entre Pantin et Noisy-le-Sec. Il y avait un poste intermédiaire partageant l'intervalle en deux sections l'une de 3 et l'autre de 2 kilomètres. Chaque poste manœuvrait dans chaque direction un disque avancé et un disque spécial d'arrêt absolu.

L'entrée d'une section bloquée restait absolument interdite à tout train ou machine survenant après un premier train pendant les 5 minutes qui suivaient le départ ou le passage de ce premier train. Cet intervalle écoulé, si la section n'était pas débloquée électriquement, les signaux optiques continuaient à rester fermés de façon à faire arrê-

(*) De Vitry à Paris fonctionne l'installation par disques décrite page 52.

(**) Deux postes intermédiaires de pleine voie ont été ajoutés depuis l'organisation primitive de 1877. Avant cette création il y avait deux sections dépassant le maximum actuel, ayant l'une, 4 011 mètres et l'autre 4 814 mètres de longueur.

ter tout train qui se présentait : le train arrêté, le stationnaire pouvait le laisser entrer dans la section, mais sur l'ordre écrit donné au mécanicien et au chef de train de ne marcher qu'à la vitesse d'un homme au pas jusqu'à ce que le train eût atteint le train précédent ou le poste suivant.

Le règlement ne limitait pas le nombre des trains qui pouvaient être introduits sous ces conditions dans la section bloquée.

Il était expressément stipulé que le block system dispensait de maintenir, tant qu'il fonctionnait régulièrement, les intervalles de temps réglementaires.

On a ultérieurement employé provisoirement les appareils Tyer, dans les mêmes conditions, pour réaliser le block system sur la section de 5 kilomètres comprise entre Noisy-le-Sec et Nogent-sur-Marne-Bry. Mais ces appareils ont disparu pour faire place aux électro-sémaphores Lartigue, Tesse et Prudhomme, qui ont été définitivement adoptés sur le réseau de l'Est pour la réalisation du block system.

Block system par les électro-sémaphores. — On a adopté sur l'*Est* les appareils du *Nord* sans en modifier même le mode d'éclairage.

Les règles du *block system* de l'*Est* sont d'ailleurs identiques, dans leur ensemble, à celles du *Nord*.

Tout poste fonctionne comme une station ayant, dans chaque direction, un disque avancé avec poteau de protection.

En principe, tant que les appareils fonctionnent régulièrement, les intervalles de temps à maintenir entre les trains sont supprimés et un poste efface tous signaux d'arrêt dès qu'il a reçu voie libre du poste d'aval.

La section reste bloquée *absolument* pendant les 5 minutes qui suivent le départ ou le passage du train précédent. Aprés cet intervalle, les trains sont introduits dans la section bloquée avec la consigne, précisée par le règlement, d'être

en mesure de s'arrêter dans la partie de voie en vue : il n'y a pas d'ordre écrit échangé entre le stationnaire et les agents du train; le mécanicien se borne à donner le numéro de sa machine et de son train.

A cette règle, empruntée au *Nord*, on a admis sur l'*Est* ce tempérament que l'intervalle précité de 5 minutes pouvait être réduit à 2 sur les sections où l'intervalle de temps, en dehors du block system, était réglé à cette durée de 2 minutes.

Le block system avec électro-sémaphores est appliqué sur le réseau de l'*Est* à la section de Noisy à Meaux, sur 36 kilomètres, et de Noisy à Gretz sur 29 kilomètres.

Entre Noisy et Meaux, il y a 11 postes dont 8 aux stations et 3 en pleine voie. La longueur moyenne des sections est de 3k,626, variant entre un minimum de 1 182 et un maximum de 5 169.

Entre Noisy et Gretz il y a 13 postes, dont 7 aux stations et 6 en pleine voie. La longueur moyenne est de 2k,429, variant entre un minimum de 1 139 mètres et un maximum de 3 470.

Block system sur les lignes du Midi. — L'organisation du block system avec les appareils Regnault n'est encore qu'à l'état de projet sur le réseau du *Midi* pour être appliquée entre certaines bifurcations et la gare voisine.

Conditions comparées de l'application du block system sur les divers réseaux. — Nous ne reviendrons pas ici sur les observations précédemment faites relativement aux trois appareils français de block system. Nous ne pourrions le faire sans entrer dans une discussion comparée que nous nous sommes systématiquement interdite.

En ce qui concerne l'organisation des postes, tous les réseaux, sauf l'*Orléans*, font précéder le signal d'arrêt absolu du poste par un signal avancé qui sert ainsi de signal d'avertissement et donne l'assurance que, le cas échéant, le train s'arrêtera avant le poste. Nous avons dit que sur

l'*Orléans* cette pratique excellente était rendue impossible par la valeur du signal d'arrêt absolu qu'a le disque avancé. Il faut donc, dans cette situation, que le mécanicien puisse toujours voir d'assez loin le signal du sémaphore, ce qui peut être d'une réalisation difficile si les circonstances atmosphériques rapprochent notablement le point de visibilité, et ce qui, en tout cas, rend la tâche du mécanicien plus pénible.

L'*Orléans* est le seul réseau sur lequel on applique actuellement ce que nous avons nommé le *block system absolu fermé*. L'application d'une pareille réglementation n'avait été faite que sur des sections fort courtes dont la plus longue, de Vitry à Bretigny, n'a que 26 kilomètres; il était permis de se demander si un pareil système est compatible avec l'exploitation, sur d'autres réseaux, de lignes à trafic actif et sur des longueurs de plusieurs centaines de kilomètres.

Nous avons dit que le *Paris-Lyon-Méditerranée* a adopté ce même principe dans la réglementation actuellement en projet, et en l'appliquant même plus rigoureusement que l'*Orléans* dans le cas de dérangement survenu aux appareils.

Les systèmes du *Nord*, du *Paris-Lyon-Méditerranée* et de l'*Est* sont des espèces, différant l'une de l'autre par certains détails, du genre de block system absolu que nous avons nommé *block system absolu ouvert*. Sur ces trois réseaux, en effet, l'entrée dans la section occupée reste absolument interdite pendant un certain temps après le passage du train précédent; cet intervalle écoulé, les trains peuvent pénétrer dans la section occupée, mais après avoir marqué l'arrêt complet avant d'entrer, et ne circulent que de manière à pouvoir toujours s'arrêter dans la partie de voie en vue. Les variations d'un réseau à l'autre portent d'abord sur le temps pendant lequel l'entrée de la section reste interdite. Il est de 5 minutes au maximum sur le

Nord et l'*Est* et peut s'abaisser à 2 minutes. Sur le *Paris-Lyon-Méditerranée* il est de 10 minutes pour des sections de moins de 3 kilomètres, et s'élève à 30 minutes pour les sections de plus de 6 kilomètres. D'autres variantes existent dans les avertissements donnés aux trains avant leur entrée dans la section : ils se font par un bulletin écrit sur le *Paris-Lyon-Méditerranée*, par l'échange d'un simple mot sur le *Nord* et sur l'*Est*. D'autres différences se présentent enfin dans le nombre des trains qui peuvent être introduits dans une section bloquée : indéfini, en principe, sur le *Nord* et l'*Est*, il est actuellement réduit à un seul sur le *Paris-Lyon-Méditerranée*, hors le secours à donner, le cas échéant, au second trin.

Mais, quelle que puisse être l'importance de ces différences, ces trois régimes n'en appartiennent pas moins au genre parfaitement défini de *block system absolu* que nous avons désigné sous ce nom d'*ouvert*.

Le régime admis sur l'*Ouest* est complètement différent : c'est une espèce spéciale due à la combinaison du *block system absolu* et du *permissif*. La section reste interdite d'une façon absolue pendant les 5 minutes qui suivent le passage du premier train ; pendant les 5 minutes suivantes on applique un *block system absolu ouvert* comme sur les réseaux précédents. Mais, ces 10 premières minutes passées, le block system devient un véritable *permissif* dans toute l'expression du terme.

Quelle que soit d'ailleurs l'espèce même du régime appliqué, il y a une autre différence dans la pratique des diverses compagnies. C'est sur le *Paris-Lyon-Méditerranée* seulement qu'on trouve des *intervalles de temps* conservés avec les règles du block system pour les *postes de gare;* sur tous les autres réseaux l'application du block system entraîne la suppression de tous intervalles de-temps. Il s'agit, bien entendu, des intervalles de temps à compter au départ du train qui suit et non à l'arrivée du train de

marche plus lente qui précède ; pour ceux-ci, ils restent invariablement maintenus sur tous les réseaux, sauf à être amoindris, le cas échéant, dans leur durée, comme nous en avons montré un exemple sur l'Est.

Une autre différence, qui mérite d'être relevée, par suite de l'intérêt de la question, concerne le cas de dérangements constatés dans les appareils, dérangements ne permettant plus l'échange régulier des signaux. Dans ce cas, le principe admis, tant sur l'*Orléans* que sur le *Paris-Lyon-Méditerranée* et l'*Est,* est que l'on doit revenir purement et simplement au maintien entre les trains des intervalles de temps réglementaires, en se servant, si faire se peut, des signaux optiques du block system comme de signaux à la main. Dans ce but, sur l'*Orleans*, les stationnaires ont même la faculté de défaire la connexion entre l'appareil et la grande aile de l'électro-sémaphore de façon à pouvoir manœuvrer celle-ci à la main comme un sémaphore ordinaire. Sur le *Nord* et l'*Ouest*, au contraire, le principe est qu'en cas de dérangement on traite la section où ce dérangement s'est produit comme une section qui est bloquée en amont et dans laquelle, par suite, on ne peut pénétrer et circuler que dans les conditions spéciales précédemment indiquées. Ce sera également ainsi qu'on opérera avec la nouvelle réglementation du *Paris-Lyon-Méditerranée*.

Une dernière question est de savoir à quelle distance les postes d'un block system doivent être placés les uns des autres. Elle n'est pas susceptible d'une solution générale parce que l'espacement des postes dépend principalement de l'intensité de la circulation sur la ligne considérée. Pour mesurer cette intensité, il ne faudrait pas se contenter de considérer le nombre des trains qui circulent par jour, mais bien le nombre maximum de trains qui peuvent circuler à un moment donné. En effet, les postes doivent être, avant tout, suffisamment éloignés pour que, en service normal, aucun train régulier ou facultatif ne puisse se

présenter à l'entrée d'une section avant que le train précédent ne l'ait quittée, sans quoi il serait impossible d'observer les itinéraires.

On devrait donc étudier l'installation d'un block system sur un graphique de la marche des trains ; étant donnée l'horizontale qui représente la position kilométrique de l'origine d'une section, on pourrait mener, à l'intersection de cette horizontale et des lignes représentant chacun des trains réguliers ou facultatifs de la journée, des verticales jusqu'à la rencontre du train précédent ; la longueur maximum de la section devrait, dans tous les cas, être inférieure à la portion minimum des verticales ainsi obtenues.

Toutefois, il y a lieu de remarquer que ce système peut simplement être employé pour fournir une vérification *à posteriori;* la longueur des sections dépend de bien d'autres causes, ou, en d'autres termes, elle peut être réduite encore par d'autres considérations.

Ainsi, lorsque la distance de deux stations est trop grande pour que leur intervalle constitue une seule section, il faut, de toute façon, intercaler un poste intermédiaire, quand même les deux sections ainsi formées auraient une longueur bien plus courte que le minimum obtenu par le procédé que nous venons d'indiquer.

Dans d'autres cas, l'existence d'un passage à niveau sera une raison très plausible pour allonger un peu une section aux dépens de la suivante.

Enfin, si la voie présente des déclivités prononcées, on fera bien d'en tenir compte, car les trains ayant des charges inégales, on peut être certain que l'emplacement prévu au graphique n'est jamais respecté en réalité.

En règle générale, d'ailleurs, il convient d'établir des postes à tous les points de la ligne où l'une des voies principales est reliée par une aiguille soit à l'autre voie, soit à une voie voisine, à toutes les bifurcations par exemple et à tous les garages ou raccordements en pleine voie.

Sans quoi, si un tel point se trouvait dans l'intervalle compris entre deux postes, la section bloquée à l'entrée pourrait être libre sans que le poste extrême en fût averti, ou bien la section libre pourrait se trouver occupée sans que le poste d'entrée ait fait le nécessaire pour la bloquer.

En tenant compte de toutes ces considérations, on trouve que pour une ligne à circulation chargée, la longueur des sections est en moyenne de 2 kilomètres à $2^{k},5$ et qu'elle ne doit guère dépasser 3 kilomètres à $3^{k},5$, comme l'ont montré, en effet, les exemples que nous avons eu occasion de citer au cours de cette étude.

Dans ces conditions on peut estimer que l'établissement du block system, quel que soit le système adopté, fera monter les frais sensiblement à 2000 francs par kilomètre en chiffre rond.

(N° 61)

APPAREIL ORTHOGONAL

DANS LES VOUTES BIAISES

DONT LA SECTION DROITE EST UNE ELLIPSE SURBAISSÉE

Par M SAMPITÉ, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Les questions concernant les appareils biais ont été résolues d'une façon complète au point de vue pratique aussi bien qu'au point de vue théorique, pour les arches où le cercle est la courbe de section droite comme pour celles où il est la courbe de tête.

Dans son remarquable ouvrage *De l'appareil et de la construction des ponts biais*, M. Graeff a plus généralisé le problème. Il suppose que la surface cylindrique de la voûte soit telle qu'un plan vertical, faisant avec l'axe du cylindre un certain angle, coupe cette surface suivant un cercle, et c'est pour ce cas général qu'il établit l'équation des trajectoires orthogonales en développement, et qu'il en déduit, comme cas particuliers, ceux où le cercle est la section droite ou la courbe de tête.

Mais la solution générale donnée par M. Graeff est encore particulière, en ce sens qu'elle n'est applicable qu'à une voûte dont la section droite est une ellipse surhaussée. Et, en effet, soit une voûte cylindrique ABCD dont AI'B est la section de tête (*fig.* 1).

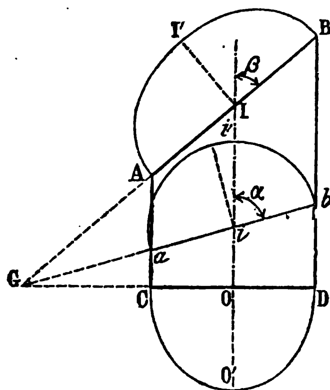


Figure 1.

Dès l'instant que le plan vertical G*ab* coupe cette voûte suivant un cercle, le rayon de ce cercle étant $r = ai = \mathrm{II'}$ $= \mathrm{OO'}$, on a évidemment *ai* ou $\mathrm{OO'} > \mathrm{CO}$, c'est-à-dire que la section droite de la voûte est une ellipse surhaussée.

La méthode de M. Graeff laisse donc de côté le cas, beaucoup plus fréquent dans la pratique, où la section droite est une ellipse surbaissée.

M. Collignon, dans son *Cours de mécanique appliquée* (première partie, page 550), donne un mode de construction de la trajectoire orthogonale parallèle sur le développement. Cette construction, une des plus employées, ne préjuge rien sur la section droite de la voûte; mais dans ce système, la trajectoire s'obtient, en développement, par des projections successives qui peuvent être admissibles lorsque la voûte à construire est de faible ouverture et que, par suite, les épures peuvent être faites sur le papier à une échelle proportionnellement très approchée; on peut même les tracer en vraie grandeur sur une aire.

Il n'en est plus de même si la voûte est de grande ouverture. Dans ce cas, la construction graphique de la trajec-

toire, en développement, ne peut être faite sur le papier qu'à une échelle réduite; elle donne, dès lors, lieu à trop de causes d'erreur pour pouvoir être admise. Quant à la faire en vraie grandeur sur une aire plane, il n'y faut pas songer.

Nous avons eu à appliquer l'appareil orthogonal parallèle à un pont de 30 mètres d'ouverture sur le torrent du Tavignano, à Corte; la section droite de cet ouvrage est surbaissée.

L'équation de la trajectoire donnée par M. Graeff n'étant pas applicable, et les méthodes de calcul et de construction graphique combinées indiquées par M. Collignon offrant trop peu d'exactitude, vu l'ouverture de l'arche, nous avons été amené à rechercher l'équation de la trajectoire orthogonale parallèle dans le cas de la section droite surbaissée, et nous avons pensé que la méthode de calcul à laquelle nous nous sommes arrêté pourrait présenter quelque intérêt dans des cas analogues.

La question pratique du report de l'épure sur le cintre et de la taille des voussoirs, a été étudiée d'une manière trop complète dans l'ouvrage de M. Graeff et, tout récemment encore, dans l'excellente note de M. Picard sur l'appareil orthogonal convergent (*Annales des Ponts et Chaussées*, décembre 1879), pour que nous ayons à y insister.

Nous nous bornerons donc à indiquer le mode de calcul de la trajectoire orthogonale, et nous en ferons l'application au pont du Tavignano.

A. — CALCUL DE LA TRAJECTOIRE ORTHOGONALE PARALLÈLE

Soient (*fig.* 2) :

ABCD une voûte cylindrique dont la section normale CO'D est une ellipse surbaissée;

AI'B la courbe de tête dont le plan AB fait avec l'axe de voûte OI le biais β;

a le demi grand axe IB de cette courbe de tête;

b le demi petit axe ou la montée de la voûte;

PQ la trace d'un plan vertical parallèle au plan de tête;

DD′D″, BB′B″, QQ′Q″ les développements de la section droite, de la courbe de tête et de l'ellipse parallèle PQ.

Pour établir l'équation de la courbe QQ′Q″ et, par suite, celle de la trajectoire orthogonale, considérons le cylindre à axe horizontal et à section droite circulaire qui contient l'ellipse CO′D.

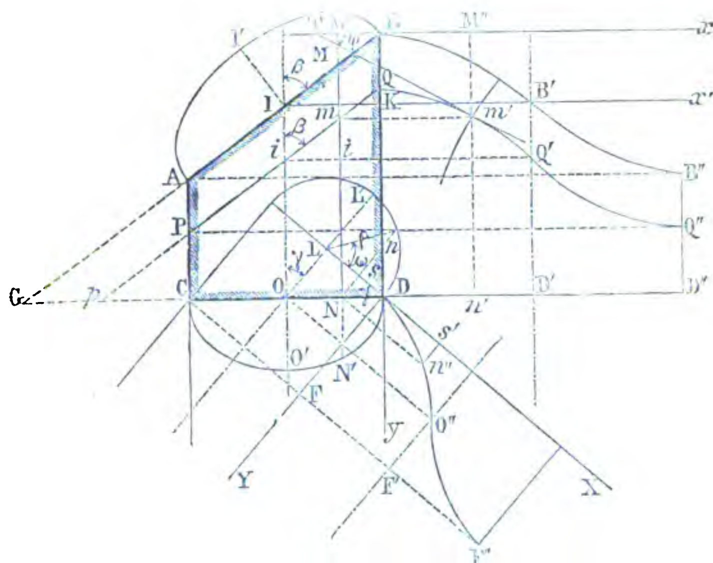
Le rayon LD $= \rho$ de ce cylindre est égal à II′, c'est-à-dire à la montée b de la voûte, et l'axe OL du cylindre fait avec l'axe OI de la voûte un angle γ défini par la relation LD $=$ OD $\cos\gamma$.

Or, $$\text{OD} = \text{IB} \sin\beta = a \sin\beta,$$

donc $$\rho = a \sin\beta \cos\gamma = b,$$

d'où $$\cos\gamma = \frac{b}{a \sin\beta}.$$

Figure 2.



I. *Calcul de la sinusoïde* DO″F″. — Effectuons le développement du cylindre OL autour de la génératrice de naissance DF : l'ellipse CO′D, section normale de la voûte ABCD et section biaise du cylindre OL, viendra dans ce développement suivant la sinusoïde DO″F″.

Un point NN′ viendra en n''. Soient X et Y les abscisses Ds′ et ordonnée $s'n''$ du point n''. On a :

$$Ds' \quad \text{ou} \quad X = \rho \times \text{arc}\,\omega = \frac{\pi\rho}{180}\,\omega \quad (1)$$

$$s'n'' \quad \text{ou} \quad sN = Y = sD.\,\text{tg}\,\gamma = \rho(1 - \cos\omega)\,\text{tg}\,\gamma \quad (2)$$

La sinusoïde DO″F″, développement de la section droite de la voûte ABCD, devra être construite avec le plus grand soin à l'aide des équations (1) et (2); car elle est la base de notre méthode : on donnera, par exemple, à ω des valeurs de 2° en 2°.

II. *Calcul de la sinusoïde* QQ′Q″. — La longueur DD′D″, développement de l'ellipse de section droite de la voûte, est égale à la longueur de la sinusoïde DO″F″. On reportera successivement sur DD″ les arcs de la sinusoïde DO″F″ mesurés sur l'épure de celle-ci, et on obtiendra ainsi les abscisses x de la sinusoïde QQ′Q″.

Comme vérification, on s'assurera que la longueur DD″ ainsi obtenue, est égale au développement de la demi-ellipse CO′D, dont le demi grand axe est A, c'est-à-dire que

$$DD'' = \pi A\left[1 - \left(\frac{1}{2}\right)^2 e^2 - \left(\frac{1.3}{2.4}\right)^2 \frac{e^4}{3} - \left(\frac{1.3.5}{2.4.6}\right)^2 \frac{e^6}{5} - \ldots\right],$$

série dont l'approximation, avec 9 termes, est d'environ 1/2 centimètre pour une ellipse de 30 mètres de grand axe, surbaissée au 1/4.

Soit m un point de l'ellipse PQ, parallèle à la courbe de tête; ce point vient en m' en développement. Les coordonnées du point m' par rapport aux axes Bx et By sont:

$$BM'' \text{ ou } x = Dn'$$
$$m'M'' \text{ ou } y = M''n' - m'n'$$
$$M''n' = BD = \frac{GO + OD}{\operatorname{tg} \beta}.$$

Posons :

$$GO = c.$$

On a :

$$OD \cos \gamma = \rho$$
$$M''n' = \left(c + \frac{\rho}{\cos \gamma}\right) \frac{1}{\operatorname{tg} \beta}$$
$$m'n' = mN = i'N + mi' = iO +$$
$$iO = \frac{Op}{\operatorname{tg} \beta}.$$

Posons :

$$Op = z \qquad iO = \frac{z}{\operatorname{tg} \beta}$$
$$mi' = \frac{ii'}{\operatorname{tg} \beta} = \frac{ON}{\operatorname{tg} \beta}$$
$$ON \cos \gamma = \rho \cos \omega$$
$$mi' = \frac{1}{\operatorname{tg} \beta} \frac{\rho \cos \omega}{\cos \gamma}.$$

Donc :

$$y = \frac{1}{\operatorname{tg} \beta} \left[c + \frac{\rho}{\cos \gamma} - z - \frac{\rho \cos \omega}{\cos \gamma}\right]$$
$$= \frac{1}{\operatorname{tg} \beta} \left[c - z + \frac{\rho}{\cos \gamma} (1 - \cos \omega)\right] \quad (3).$$

Pour $z = c$, on aurait l'équation de la sinusoïde BB′B″, développement de l'ellipse de tête,

$$y = \frac{\rho (1 - \cos \omega)}{\cos \gamma \operatorname{tg} \beta} \quad (3_1).$$

La tangente au point m' de la sinusoïde QQ′Q″ est Tm qui fait avec l'axe des x un angle φ, pour lequel on a :

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{dy}{dx}.$$

$$dy = \frac{\rho \sin \omega}{\operatorname{tg} \beta \cos \gamma} d\varphi$$

se déduit de l'équation (3).

dx n'est autre que la longueur $d\Sigma$ de l'arc élémentaire de la sinusoïde DO″F″.

Or,

$$\overline{d\Sigma}^2 = \overline{dX}^2 + \overline{dY}^2$$

$$dX = \rho d\omega$$

$$dY = \rho \operatorname{tg} \gamma \sin \omega \, d\omega$$

$$d\Sigma \text{ ou } dx = \rho d\omega \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \gamma . \sin^2 \omega},$$

donc

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\sin . \omega}{\operatorname{tg} \beta . \cos \gamma \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \gamma \sin^2 \omega}}.$$

III. *Équation de la trajectoire orthogonale parallèle.* — La tangente à la trajectoire orthogonale parallèle au point m', dont les coordonnées sont x' et y', est telle que

$$\frac{dy'}{dx'} = - \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi}.$$

Si nous prenons pour axe des x' la ligne KB′ menée par le point développement du sommet de la courbe de tête, nous aurons :

$$dx' = dx$$

$$dy' = - \frac{dx}{\operatorname{tg} \varphi}$$

$$= - \rho \operatorname{tg} \beta \cos \gamma \, (1 + \operatorname{tg}^2 \gamma \sin^2 \omega) \frac{1}{\sin \omega} \, d\omega;$$

$$dy' = - \rho \operatorname{tg} \beta \cos \gamma \left(\frac{1}{\sin \omega} + \operatorname{tg}^2 \gamma \sin \omega \right) d\omega,$$

d'où l'équation de la trajectoire orthogonale

$$y' = - \rho . \operatorname{tg} \beta . \cos \gamma \left[\int_0^\omega \frac{d\omega}{\sin \omega} + \operatorname{tg}^2 \gamma \int_0^\omega \sin \omega \, d\omega \right] + K$$

$$\int_0^\omega \frac{d\omega}{\sin \omega} = L \operatorname{tg} \frac{1}{2} \omega$$

$$\int_{\bullet}^{\omega} \sin\omega\, d\omega = -\cos\omega$$

$$y' = -\rho \operatorname{tg}\beta \cos\gamma . \operatorname{L tg} \frac{1}{2}\omega + \rho \operatorname{tg}\beta . \cos\gamma . \operatorname{tg}^2\gamma \cos\omega + K$$

Si nous considérons la trajectoire orthogonale correspondante au sommet de la courbe de tête, nous aurons :

$$\omega = \frac{\pi}{2}$$

$$y' = 0,$$

d'où constante

$$K = 0.$$

D'autre part :

$$\operatorname{L tg} \frac{1}{2}\omega = \log . \operatorname{tg} \frac{1}{2}\omega . \frac{1}{\log . e} = \frac{-\log \operatorname{cotg} \frac{1}{2}\omega}{\log . e}$$

$= b,$ c'est-à-dire la montée de la voûte,

$$\cos\gamma = \frac{b}{a \sin\beta}$$

$a \; \frac{1}{2}$ axe de l'ellipse de tête,

d'où :

$$y' = \frac{b^2}{a . \cos\beta . \log e} . \log \operatorname{cotg} \frac{1}{2}\omega + \frac{a^2 \sin^2\beta - b^2}{a \cos\beta} . \cos\omega \quad (4).$$

Cas où la section droite de la voûte est circulaire. — Dans ce cas, le cylindre auxiliaire OL se confond avec la voûte elle-même, et les équations (3) et (4) deviennent :

$$y = \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}\left[c - z + b(1 - \cos\omega)\right]$$

$$y' = \frac{b^2}{a \cos\beta . \log e} \log \operatorname{cotg} \frac{1}{2}\omega.$$

B. — ÉQUATION DE LA TRAJECTOIRE ORTHOGONALE CONVERGENTE DANS LE CAS D'UNE VOUTE BIAISE A SECTION DROITE SURBAISSÉE.

Nous ne nous sommes occupé, jusqu'ici, que de l'appareil orthogonal parallèle. Ou aura bien rarement à appliquer l'appareil orthogonal convergent au cas d'une voûte à section droite surbaissée; mais la méthode que nous avons employée conduirait aussi facilement aux équations des sinusoïdes de développement et de la trajectoire.

En conservant les mêmes notations, on aurait, sans qu'il soit besoin de reproduire les calculs :

$$X = \frac{\pi\rho}{180}\,\omega \quad (1).$$

$$Y = \operatorname{tg}\gamma . \rho\,(1 - \cos\omega) \quad (2)$$

$$y = c\left(\frac{1}{\operatorname{tg}\beta} - \frac{1}{\operatorname{tg}\alpha}\right) + \frac{\rho}{\cos\gamma}\left(\frac{1}{\operatorname{tg}\beta} - \frac{\cos\omega}{\operatorname{tg}\alpha}\right) \quad (3');$$

α est l'angle que ferait avec l'axe de la voûte un plan vertical quelconque mené par la ligne d'intersection G du plan de tête et du plan normal.

Et enfin, pour la trajectoire orthogonale convergente rapportée aux axes Kx', Ky' :

$$\frac{y'^2}{2} = \frac{cb^2}{a\sin\beta}\,\mathrm{L}\operatorname{tg}\frac{1}{2}\omega + b^2\mathrm{L}\sin\omega$$
$$- (a^2\sin^2\beta - b^2)\left(\frac{c}{a\sin\beta}\cos\omega + \frac{\cos^2\omega}{2}\right) + \mathrm{K} \quad (4'),$$

équation qui, dans le cas le plus fréquent de l'appareil orthogonal convergent à section droite circulaire, deviendra :

$$\frac{y'^2}{2} = cb\mathrm{L}\operatorname{tg}\frac{1}{2}\omega + b^2\mathrm{L}\sin\omega + \mathrm{K},$$

ou mieux :

$$\frac{y'^2}{2} = \frac{cb}{\log e} \log \operatorname{tg} \frac{1}{2} \omega + \frac{b^2}{\log e} \log \sin \omega + K.$$

APPLICATION AU PONT DU TAVIGNANO.

Le tracé de la ligne de Bastia à Corte longe, en atteignant cette dernière ville, un coteau escarpé situé sur la rive gauche du torrent du Tavignano, et franchit ce torrent sous un biais de 53°, à la suite d'une courbe de 100 mètres de rayon (la voie a 1 mètre d'écartement entre les bords intérieurs des rails).

Le point de passage, situé immédiatement à l'aval du confluent du Tavignano avec deux autres torrents, l'Orta sur la rive gauche et la Restorica sur la rive droite, était un point obligé; il correspond à l'entrée en gare de Corte.

La ville a obtenu de l'État que, en même temps que l'ouvrage supporterait la voie de fer, il fût allongé de façon à permettre l'établissement d'une voie charretière et à créer ainsi un double accès à la gare.

L'ouvrage a 30 mètres d'ouverture suivant le biais (Pl. 32). Nous avions tout d'abord projeté le pont en arc de cercle surbaissé au 1/6 en section droite, et appareillé le biais suivant l'appareil hélicoïdal.

L'Administration a prescrit l'emploi d'une ellipse dont la montée a été portée à $7^m,50$; l'appareil devait être orthogonal parallèle.

La section droite est une ellipse de $7^m,50$ de demi petit axe et de $23^m,9589$ de grand axe; elle est donc surbaissée.

L'axe du cylindre auxiliaire OL forme avec l'axe OI de la voûte (*fig.* 2) un angle $\gamma = 38°45'39''$.

Nous avons dit plus haut que la base de notre méthode consistait dans la construction de la sinusoïde en X, Y, développement de la section droite de la voûte considérée comme appartenant au cylindre auxiliaire.

On a divisé le $1/4$ de cercle de rayon $\rho = 7^{m},50$ en arcs égaux correspondant aux angles, de $2°30'$ en $2°30'$.

L'épure de la demi-sinusoïde DO″ a été construite au $1/10$ à l'aide des valeurs correspondantes de X et Y.

Les arcs élémentaires de sinusoïde ont été ensuite reportés sur une autre épure au $1/10$ sur l'axe By. A l'aide des valeurs de y, on a tracé le développement de la courbe de tête : on a pu ainsi opérer la division en voussoirs.

De même pour l'autre tête.

Enfin, les valeurs de y' ont déterminé la demi-trajectoire orthogonale correspondante au sommet de la courbe de tête; on en a déduit le patron des trajectoires orthogonales à l'aide duquel on a tracé les joints continus en prenant la précaution d'incliner un peu le patron, toutes les fois que cela a été nécessaire pour que les voussoirs fussent en correspondance d'une tête à l'autre.

Nous donnons ici le tableau des valeurs correspondantes de ω, X, Y, y, y' calculées d'après les équations (1), (2), (3), (4).

On a :

$$\beta = 53° \qquad \rho = b = 7^{m},50 \qquad a = 15^{m}$$

$$X = 23,562 . \frac{\omega}{180}$$

$$Y = 9,3413 (1 - \cos \omega)$$

$$y = \frac{X}{\cos \gamma . \operatorname{tg} \beta} = 0,9664 . Y$$

$$y' = 14,3477 . \log \operatorname{cotg} \frac{1}{2} \omega + 9,6662 . \cos \omega .$$

ω	X	Y	‘y	y'
0	0	0	0	0
2°30′	0.32725	0.009	0,008	53,489
5°	0.6545	0.036	0.035	29.159
7°30′	0.98175	0.084	0.081	26.558
10°	1.30900	0.142	0.137	24.701
12°30′	1.63625	0.224	0.216	23.215
15°	1.96350	0.319	0.308	21.972
17°30′	2.29075	0.430	0.415	20.882
20°	2.61800	0.561	0.542	19.900
22°30′	2.94525	0.710	0.686	18.994
25°	3.27250	0.875	0.845	18.144
27°30′	3.59975	1.056	1.019	17.346
30°	3.92700	1.252	1.210	16.576
32°30′	4.25425	1.466	1.418	15.830
35°	4.58150	1.691	1.634	15.109
37°30′	4.90875	1.934	1.869	14.397
40°	5.23600	2.186	2.113	13.701
42°30′	5.56525	2.457	2.374	13.009
45°	5.89050	2.737	2.645	12.326
47°30′	6.21775	3.027	2.922	11.649
50°	6.54500	3.337	3.225	10.969
52°30′	6.87225	3.652	3.529	10.291
55°	7.19945	3.983	3.849	9.606
57°30′	7.52670	4.326	4.181	8.931
60°	7.85395	4.671	4.514	8.255
62°30′	8.18120	4.980	4.813	7.578
65°	8.50845	5.394	5.213	6.898
67°30′	8.83570	5.764	5.570	6.214
70°	9.16295	6.146	5.939	5.527
72°30′	9.49020	6.530	6.310	4.842
75°	9.81745	6.922	6.689	4.153
77°30′	10.14470	7.324	7.078	3.458
80°	10.47195	7.719	7.460	2.775
82°30′	10.79920	8.119	7.846	2.084
85°	11.12645	8.527	8.240	1.385
87°30′	11.45370	8.933	8.633	0.696
90°	11.78095	9.341	9.027	0

EXÉCUTION DES TRAVAUX.

Les travaux ont été adjugés le 17 novembre 1881 au sieur Marchetti (Denys), sur le rabais de 11 p. 100. La dépense se divise ainsi qu'il suit :

	Fr. c.
Terrassements pour fouilles de fondation. .	1 138,71
Maçonneries.	131 826,15
Cintres.	10 876,00
Fers et fontes.	6 115,81
Total.	149 956,67
Soit, rabais de 11 p. 100 déduit.	133 461,44
Somme à valoir.	20 043,33

Pendant le cours de la construction de la voûte se sont produites diverses péripéties qui ont donné de sérieuses inquiétudes au sujet du résultat, et qui montrent d'une façon assez nette les difficultés que présente souvent en Corse l'exécution des grands travaux.

L'entrepreneur entra en chantier le 23 décembre 1881. Les fouilles de fondation furent menées avec lenteur : la roche serpentineuse qui forme les berges du Tavignano plonge rapidement sous le lit de ce torrent constitué par des cailloux roulés dont le volume atteint souvent plus d'un mètre cube.

La fondation de chaque culée était limitée du côté de la rivière à la ligne de séparation de la roche avec les cailloux roulés, ce qui correspond à l'étiage.

La hauteur des eaux d'une part, de l'autre les lenteurs du personnel de l'entreprise, empêchèrent de commencer les maçonneries de fondation avant le 20 février.

On n'arriva qu'en fin avril au niveau du dessous des cordons formant couronnement des culées, et les cintres ne furent achevés qu'en fin août.

Il n'a pas dépendu de nous que l'entrepreneur ne fût mis en régie avant cette époque; du reste la saison d'été est fort peu favorable aux travaux dans ce pays, par suite de l'émigration des Italiens, qui forment la grande majorité des ouvriers.

Après l'achèvement des cintres, on pouvait prévoir que la voûte, bien que continuée avec lenteur, serait achevée

vers le 10 octobre, c'est-à-dire avant la saison des pluies.

Du reste, en prévision des premières crues, qui pouvaient se produire, on avait pris les précautions suivantes :

1° Les semelles inférieures sur lesquelles s'appuyaient les montants verticaux reposaient sur les cailloux roulés qui forment le lit du Tavignano : on protégea ces semelles par une bonne maçonnerie fondée sur gros blocs et s'élevant à 1 mètre en dessus des semelles.

2° De plus, les boîtes de décintrement furent protégées par un lutage au plâtre contre l'eau qui eût pu s'écouler par les interstices des cintres ou même provenir d'une crue.

La proposition de mise en régie de l'entrepreneur avait été faite, lorsque le 14 septembre, alors que les maçonneries n'avaient pas encore atteint le joint de rupture, est arrivée une crue intempestive de $4^m,20$, donnant une vitesse d'écoulement de 4 mètres par seconde. Pareille crue ne s'était pas vue depuis 1873.

La charpente ne fit pas un mouvement, grâce à la maçonnerie de protection qui eut à subir quelques affouillements de peu d'importance auxquels on porta promptement remède en la reprenant en sous-œuvre dès que la crue fut passée.

Le cas n'en était pas moins grave et il fallait, à tout prix, éviter de nouvelles crues d'un torrent qui roule des blocs granitiques atteignant un mètre cube et qui charrie des châtaigniers dont le volume est souvent de 4 à 5 mètres cubes.

Le 15 septembre, l'Ingénieur prit la direction des chantiers et, de concert avec l'entrepreneur, qui se rendait compte des dangers auxquels l'exposait sa négligence, le nombre des maçons fut porté de 7 à 24, et le chantier de taille organisé avec 50 ouvriers, de manière à suffire aux besoins du chantier de maçonnerie.

Grâce à la bonne volonté du personnel et des ouvriers

dont la conduite est au-dessus de tous éloges, la voûte, qui était le 15, avons-nous dit, en dessous des joints de rupture, fut fermée au bout de douze jours d'un travail soutenu; pendant les quatre dernières heures de travail, on dut abriter contre une pluie diluvienne les ouvriers et les maçonneries fraîches par des prélarts disposés en forme de tente (26 septembre).

Le lendemain, le Tavignano avait une crue formidable de 6^{m},50 de hauteur, qui noya les boîtes à sable et atteignit les moises longitudinales des cintres.

De même que lors de la crue précédente, on constata après celle du 27, que la charpente n'avait pas fait un mouvement. Mais la maçonnerie de protection des semelles n'existait pour ainsi dire plus et le dessous des semelles, principalement à l'aval, était profondément affouillé.

La force du courant après cette crue, ne permettait plus de refaire cette maçonnerie; d'autre part, des enrochements ordinaires n'auraient pas résisté à une vitesse d'écoulement de plus de 6 mètres par seconde, qui avait été atteinte dans la dernière crue; et il y avait sérieusement lieu de redouter qu'une nouvelle crue, en continuant à déchausser les semelles, ne laissât celles-ci en porte à faux à l'aval, et ne provoquât, sous l'action de la charge transmise par les montants, un affaissement de la charpente vers l'aval en même temps qu'un soulèvement vers l'amont, ce qui eût infailliblement entraîné la ruine de l'ouvrage.

Au reste, quand bien même de nouveaux affouillements eussent provoqué un affaissement uniforme pour toutes les semelles et par suite pour l'ensemble des cintres, la voûte n'en eût pas moins été détruite par l'écrasement résultant de la force vive acquise dans la chute d'une masse de 2 000 tonnes tombant de la hauteur du tassement au décintrement brusque qu'eût produit cet affaissement.

En résumé, le surlendemain du clavage, après la crue du 27, l'éventualité d'une nouvelle crue, rendue menaçante

par la disposition du temps, conduisait, comme conséquence, à décintrer dans le moindre délai possible.

Deux causes semblaient s'y opposer :

1° Les reins de la voûte n'étaient pas chargés.

2° Les mortiers étaient frais.

Nous ne citons ces raisons que parce qu'elles nous ont été produites.

1° La première tombe d'elle-même dès l'instant que la courbe des pressions tracée pour le cas de la voûte sans surcharge, comme pour le cas de la voûte avec surcharge, est comprise avec le noyau central qui correspond à la section longitudinale de la voûte; c'est-à-dire si cette courbe des pressions ne s'écarte pas du 1/6 de l'épaisseur de chaque joint à partir du milieu de ce joint et de part et d'autre.

Tel était le cas de la voûte du Tavignano.

Tel est, même, le plus généralement, le cas des arches isolées, à moins que le projet n'en ait été étudié au seul point de vue de la surcharge.

Tel ne sera pas, au contraire, le cas des arches non isolées que, dans le but de diminuer l'épaisseur des piles, on projette généralement en tenant compte des poussées des arches avoisinantes; pour ces voûtes il est indispensable d'appliquer les règles formulées par Boistard en 1796 et de charger la voûte jusqu'au joint de rupture avant le décintrememt.

Nous avons dit que les reins de la voûte du Tavignano n'étaient pas chargés au moment fixé pour le décintrement, et que, dans le cas particulier de cette voûte, il n'y avait aucune utilité à le faire. C'est un résultat qui n'a nullement été cherché, mais dont la cause réside dans les retards subis par les travaux. Lorsque sont arrivées, hors de saison, les crues dont il a été parlé, on s'est empressé d'achever la voûte avant tout. Si l'on avait dû encore élever des tympans jusqu'au joint de rupture, c'eût été

sacrifier une vingtaine de jours, eu égard à la sujétion des pierres de taille et à la persistance des pluies qui interrompaient les travaux à chaque instant. On ne pouvait risquer d'attendre vingt jours.

2° La seconde question, qui concerne le choix du moment le plus propre au décintrement, eu égard aux mortiers, semble trop controversée pour qu'il soit permis d'émettre un avis sans en avoir contre soi bien d'autres émanant des Ingénieurs les plus compétents :

Le pont Saint-Edme, construit par Perronnet à Nogent-sur-Seine en 1768, a été décintré au bout de trois jours, à l'entrée de l'hiver (*ouverture* 29^m,24, *tassement* 0^m,37).

Le pont de Neuilly, du même auteur, a été décintré au bout de 20 jours, en plein été (*ouverture* 29 mètres, *tassement* 0^m,26) (1772).

Le pont Fouchard, à Saumur, a été décintré au bout d'un an (1782) (*ouverture* 26 mètres, *tassement* 0^m,17.)

Tous ces ouvrages ont parfaitement résisté.

Les ouvrages contemporains nous donneraient des exemples offrant les mêmes discordances.

Pour ce qui concerne la voûte du Tavignano, nous nous bornerons à dire que les circonstances obligeaient de décintrer rapidement ou tout au moins de *décharger* les cintres.

Car, ainsi qu'on le verra plus loin, des précautions toutes spéciales ont été prises en vue de cette opération, afin de permettre de suivre, pour ainsi dire, pas à pas, le travail de la voûte, et d'arrêter le décintrement au moment précis où il pourrait donner lieu à des complications; sauf à reporter ce décintrement à un délai illimité.

Cette manière de procéder, par essais, est un moyen terme précis entre les décintrements immédiats et les décintrements avec mortiers à prise complète. Elle a quelque analogie avec celle employée en métallurgie lorsqu'on veut se rendre compte, par exemple, du moment exact où

les réactions sont achevées dans le convertisseur Bessemer ou le four Martin, et où la coulée doit être faite.

On avait primitivement décidé de commencer le décintrement cinq jours après le clavage.

Des circonstances spéciales ont porté ce délai à sept jours.

Le décintrement a été exécuté avec des soins particuliers dont il convient de dire quelques mots.

DÉCINTREMENT.

L'opération devait être menée avec lenteur et régularité.

On commença par enlever le lutage en plâtre qui avait été destiné à empêcher la pénétration de l'humidité dans les boîtes à sable.

Puis on traça sur chacun des pistons des 55 boîtes à sable, une échelle verticale divisée en millimètres.

De plus, des règles verticales et également divisées en millimètres furent scellées sur la clef de chaque bandeau et sur le milieu de l'intervalle compris entre les clefs.

Enfin, un opérateur était placé à poste fixe sur un des murs en retour du pont, et devait viser les trois règles millimétriques fixées sur l'extrados.

Le but de ces dispositions était le suivant :

1° Contrôler à chaque opération d'enlèvement de sable, si le tassement était uniforme pour toutes les boîtes, ce que permettait la division tracée sur les pistons.

2° Vérifier, par la lecture des mires, si le tassement de la voûte était uniforme d'un bandeau à l'autre, et si ce tassement était le même que celui donné par l'échelle des pistons des boîtes à sable.

Il est clair qu'au moment où l'abaissement des mires deviendrait inférieur à celui des échelles des pistons, la voûte serait détachée et qu'il faudrait redoubler de précautions.

Ces dispositions prises, on plaça un ouvrier par boîte à sable. Chaque ligne de boîtes, correspondant à une semelle, était soigneusement surveillée par un chef de chantier.

Lorsqu'on voulut enlever les bouchons de bois qui fermaient les trous de décintrement des boîtes à sable, on constata que ces bouchons avaient renflé par l'effet de l'humidité, et on dut employer des tenailles de forgeron pour les enlever; quelques uns, même, durent être sciés au ras de la boîte et percés ensuite à la tarière.

On sait que dans la crue du 27 septembre toutes les boîtes avaient été noyées; malgré le lutage en plâtre le sable fut trouvé complètement mouillé et ne put s'écouler.

Le cas avait été prévu et chaque ouvrier muni d'un crochet en fer pour retirer le sable mouillé. Comme unité de mesure du sable retiré par chaque trou, on prit, à défaut d'autre chose, un verre à fond plat.

Une opération comportait l'enlèvement de 4, 8 ou 12 verres par boîte, soit de 2/3 litre 4/3 litre et 2 litres; puis les trous étaient fermés et on frappait à coups redoublés sur les pistons des boîtes et sur les boîtes elles-mêmes pour obtenir le tassement.

On vérifiait ensuite, ainsi qu'il a été dit, à l'aide de l'échelle millimétrique tracée sur les pistons des boîtes, si le tassement était uniforme et, dans le cas contraire, on provoquait l'égalité de tassement, ou à peu près, en frappant à nouveau sur les boîtes restées en arrière.

Puis on mesurait au niveau à bulle la corrélation entre la marche de la voûte et celle des cintres, sauf, nous le rappelons, à cesser complètement l'enlèvement du sable, au premier écart.

Les tableaux suivants reproduisent la marche de l'opération.

2 OCTOBRE.

NUMÉRO de l'opération.	HEURE correspondante.	NOMBRE de verres enlevés par boîte.	TASSEMENT de la voûte amont.	TASSEMENT de la voûte milieu.	TASSEMENT de la voûte aval.
1	8 h. 1/2 matin	4	5mm	2mm	4mm
2	9 h. 15 —	4	5	3	5
3	10 h. 10 —	4	7	9	5
4	11 h. —	8	9	8	12
5	2 h. 25 soir.	8	12	12	10
6	2 h. 55 —	4	4	3	6
7	3 h. 25 —	8	8	6	6
8	3 h. 55 —	8	6	7	8
9	4 h. 35 —	8	6	6	8
		Totaux. . .	60	56	64

Après la neuvième opération la voûte était détachée de 4 millimètres à l'amont et 2 millimètres à l'aval. On abandonna en conséquence le chantier.

Si la voûte tassait pendant la nuit, il n'y avait pas à redouter qu'elle prît une accélération dangereuse pour les maçonneries puisque, au bout de 3 millimètres d'affaissement moyen, elle devait reposer à nouveau sur les cintres.

Deux faits se dégageaient de cette première journée :

1° Contrairement à nos prévisions, la voûte s'était ouverte à l'extrados aux joints de rupture de 2 millimètres à l'angle obtus et 0 millimètre à l'angle aigu rive gauche (Bastia), et de 3 millimètres à l'angle obtus et 0 millimètre à l'angle aigu rive droite (Corte).

2° Conséquence logique du fait précédent et d'ailleurs résultat de la répartition des efforts dans une arche biaise : trois voussoirs étaient écornés à l'extrados angle aigu rive gauche (amont), et 2 voussoirs à l'angle aigu rive droite (aval).

Ces écornures ont porté sur 3 à 7 centimètres et trouvent leur raison dans la faible épaisseur des joints ($0^m,005$).

Il est indubitable qu'avec des mortiers frais, comme

l'étaient ceux-ci, on eût évité ces épaufrures en portant à $0^m,010$ et même $0^m,012$ l'épaisseur des joints *aux joints de rupture des angles aigus.*

Ce serait une bonne précaution à prendre dans les cas analogues.

Retenu à Bastia, nous n'avons malheureusement pas été à même de contrôler le fait de l'ouverture aux joints de rupture, mais il n'est pas douteux pour nous que ce fait est dû à la faible cohésion des mortiers. La suite semble le prouver.

Le lendemain matin, lors de la reprise des travaux, on constata que la voûte avait tassé de 4 millimètres à l'amont et 2 millimètres à l'aval et était venue de nouveau reposer sur les cintres. Ce fait venait à l'appui de la méthode employée.

On reprit les opérations comme la veille.

Après l'enlèvement, à 7 heures 1/2 du matin, de 4 verres de sable par boîte, on constata encore les tassements suivants de la voûte.

	amont	milieu	aval
	4^{mm}	7^{mm}	3^{mm}
contre les tassements des pistons	7^{mm}	7^{mm}	7^{mm}

On attendit pendant six heures, au bout desquelles la voûte avait de nouveau tassé de 2 millimètres à l'amont, au milieu et 1 millimètre à l'aval, ce qui donnait un tassement total de :

$$\left.\begin{array}{ll}\text{Amont} & 60+4+4+2 \\ \text{Milieu} & 56+3+7+4 \\ \text{Aval} & 64+2+3+1\end{array}\right\} = 70 \text{ millimètres.}$$

A dater de ce moment, il n'y eut plus de tassement appréciable, les ouvertures qui s'étaient produites la veille aux joints de rupture s'étaient, du reste, absolument refermées, résultat qui, croyons-nous, doit être attribué aux mortiers.

Le tassement de la voûte sur les cintres ayant été de

$0^m,042$, le tassement total se trouve être de $0^m,112$, résultat qni coïncide exactement avec la moyenne des tassements des voûtes du pont construit à Chalonnes, sur la Loire par M. Croizette-Desnoyers, voûtes dont l'ouverture et la montée sont les mêmes que celles de l'arche biaise du Tavignano.

Il convient de dire en terminant que, grâce à l'excellente qualité des maçonneries de granite, exécutées avec mortier de chaux Pavin de Lafarge, à 340 kilos de chaux pour un mètre cube de sable, on a pu se dispenser de relier les deux têtes par des tirants en fer, auxquels on a généralement recours dans l'exécution des ponts biais.

On connaît d'ailleurs la tendance des voussoirs à sortir du plan des têtes vers l'angle obtus et à rentrer dans ce plan, vers l'angle aigu, aux joints de rupture.

Cette tendance, qui se produit dans tous les ponts biais, s'est traduite au pont du Tavignano par des ouvertures et des épaufrures correspondantes, comme on l'a vu plus haut. Mais ce travail a été si faible, en dépit de l'absence des tirants en fer, dont l'effet est de s'y opposer, que l'on n'a pu constater le moindre dégauchissement dans le plan des têtes.

Le pont du Tavignano est une des plus grandes arches biaises qui existent. Cet ouvrage, avec bandeaux et chaînes d'angles en marbre gris-blanc, douelle en granite et tympans en calcaire bleu, a été exécuté avec un très grand soin dans toutes ses parties, par l'entrepreneur Marchetti (Denys) sous la direction de MM. Ochs, conducteur, et Lartigue, sous-chef de section.

La délicate opération du décintrement a été habilement menée par M. le conducteur Puccinelli.

Bastia, le 7 octobre 1882.

CHRONIQUE.

(Décembre 1882.)

(N° 62)

DU RECRUTEMENT
DU CORPS DES PONTS ET CHAUSSÉES

Par M. TARBÉ DE SAINT-HARDOUIN,
Inspecteur général, Directeur de l'École.

Le dernier numéro des *Annales* contient une note de M. Cheysson sur les bourses à l'École Polytechnique.

Il m'a paru intéressant de faire des recherches semblables sur le recrutement du corps des Ponts et Chaussées, et l'étude des promotions entrées à l'École des Ponts et Chaussées depuis 1870 m'a permis de dresser le tableau ci-après :

ANNÉES.	NOMBRE DES				RAPPORT.
	Élèves entrés à l'École des Ponts et Chaussées.		Boursiers.		
1870	18		8		
1871	19		6		
1872	18	107	10	45	0,42
1873	19		7		
1874	15		7		
1875	18		7		
1876	20		11		
1877	24		16		
1878	21		9		
1879	30	185	17	92	0,50
1880	31		15		
1881	32		6		
1882	27		18		
Totaux. . .	292		137		0,47

Pendant la même période, la proportion du nombre des boursiers à l'École Polytechnique a varié annuellement entre 0,36 et 0,53 de l'effectif total (voir la note de M. Cheysson); elle a été en moyenne de 0,42 pour l'ensemble de ces treize années. A l'École des Ponts et Chaussées, cette proportion devient plus forte et s'élève en moyenne à 0,47 soit 1/10 en sus.

Si l'on divise en deux la période considérée, on voit que pour les six premières années (1870-1875) la proportion des boursiers a été de 0,42, et pour les sept dernières années (1876-1882), de 0,50.

Il résulte de ces chiffres que le caractère démocratique du personnel est encore plus accentué à l'École des Ponts et Chaussées qu'à l'École Polytechnique, et que la tendance de notre Corps à se recruter parmi les jeunes gens sans fortune va sans cesse en augmentant.

Pour quelques années, telles que 1877 et 1882, le nombre des boursiers entrés à l'École des Ponts et Chaussées s'est élevé même jusqu'aux 2/3 de la promotion, et ces chiffres me paraissent présenter un certain intérêt dans les circonstances actuelles.

La dernière promotion m'a donné lieu de faire une autre remarque qui mérite peut-être aussi d'être rapportée.

La moyenne des rangs d'admission à l'École Polytechnique des 27 élèves ingénieurs en 1880 avait été de 100 sur 209, soit pour les 18 boursiers 113, et pour les 9 autres 72.

A la sortie de l'École Polytechnique en 1882, la moyenne des rangs de classement de ces élèves s'est élevée à 23, ce qui montre degré de persistance et l'énergie des efforts à l'aide desquels les jeunes ingénieurs des Ponts et Chaussées parviennent à conquérir cette situation que l'on a quelquefois, bien à tort, représentée comme un privilège en contradiction avec les institutions du pays.

Paris, 4 décembre 1882.

N° 63

NOTE

SUR

LA CONVENTION DE FERMAGE DE L'EXPLOITATION DES LIGNES DU CHEMIN DE FER CENTRAL NÉERLANDAIS.

Par M. Ch. BAUM, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Les *Annales des Ponts et Chaussées* de 1878 ont publié une étude de M. Albert Jacqmin, ingénieur de la compagnie de l'Est, sur le traité conclu entre l'État de Hollande et la Société d'exploitation des chemins de fer de l'État hollandais pour régler les conditions de l'exploitation du réseau de l'État par ladite société.

La Société d'exploitation des chemins de fer de l'État vient de conclure avec la compagnie du chemin de fer Central néerlandais un traité d'exploitation des lignes de cette dernière compagnie.

Il nous a semblé qu'il pourrait être intéressant pour les lecteurs des *Annales* de connaître les principales clauses et conditions de ce traité de fermage conclu entre deux compagnies de chemins de fer hollandaises.

Le traité de fermage doit entrer en vigueur le 1er janvier 1885; il s'étend à tout le réseau du Central néerlandais, d'une longueur exploitée de 101 kilomètres, et comprenant deux lignes: celle d'Utrecht à Zwolle, et celle de Zwolle à Kampen, port du Zuyder-See. La première de ces lignes a une certaine importance pour la Société d'exploitation des chemins de fer de l'État, parce qu'elle réunit le groupe des lignes de la Frise et de l'Over-Yssel de cette société, avec le groupe de ses lignes du Brabant et de la Hollande méridionale. Après l'achèvement de la ligne d'Etat d'Elst à Dordrecht, aujourd'hui en construction, une seconde jonction existera entre ces deux groupes de lignes.

La Société d'exploitation prend à ferme les lignes du Central néerlandais pendant toute la durée de la concession de ces lignes; néanmoins la compagnie du Central néerlandais reste seule responsable vis-à-vis de ses actionnaires et de ses obligataires.

La Société d'exploitation tes substituée au lieu et place du Central néerlandais en ce qui concerne les droits et les obligations relatifs à l'exploitation des lignes affermées. Les agrandissements des gares ou des voies reconnus nécessaires seront exécutés par la société fermière au compte du Central néerlandais.

La Société d'exploitation a le droit de poser la seconde voie lorsque, pendant trois années consécutives, la recette brute kilométrique aura dépassé 27 400 francs (13 000 florins) par an.

Le matériel roulant, les objets mobiliers, les lignes télégraphiques, tout le matériel fixe et l'outillage deviennent la propriété de la Société d'exploitation. Le prix en sera fixé d'un commun accord; mais il ne sera exigible qu'à l'expiration de la convention de fermage. Pendant la durée du traité le Central néerlandais recevra l'intérêt à 4 1/2 p. 100 du prix ainsi fixé.

Pour l'estimation des recettes d'exploitation du Central néerlandais, la convention évalue ces recettes à 20 000 francs (9 500 florins) pendant l'année 1883. Cette recette brute kilométrique sera augmentée ou diminuée les années suivantes, au prorata de l'augmentation ou de la diminution moyenne des recettes sur tout le réseau de la Société d'exploitation, y compris les recettes du Central néerlandais.

On retranchera des recettes d'exploitation ainsi calculées 42 p. 100 de ces recettes, comme chiffre de la dépense d'exploitation. Toutefois, lorsque le coefficient d'exploitation afférent à l'ensemble du réseau de la Société d'exploitation des chemins de fer de l'État sera inférieur à 42 p. 100 de la recette, ce coefficient sera également appliqué aux lignes du Central néerlandais.

Sur le produit net ainsi obtenu, on prélèvera :

1° Une somme de 1 055 francs (500 florins) par kilomètre de ligne à voie unique, destinée à être versée dans un fonds de renouvellement des rails, traverses, aiguilles et plaques tournantes; si la ligne est à double voie, la somme à verser dans le fonds de renouvellement est de 2 110 francs (1 000 florins).

2° Une somme de 211 francs (100 florins) par kilomètre de li[gn]e pour former un fonds de réserve appelé à couvrir les dép[en]ses occasionnées par les incendies de toutes sortes, par la mise e[n] état du corps de la voie, des bâtiments, des ateliers et du mat[éri]el roulant, par suite de circonstances extraordinaires, par le

payement d'indemnités dues pour accidents arrivés aux personnes ou pour avaries à la marchandise.

3° Une somme de 105 francs (50 florins) par kilomètre de ligne à verser dans la caisse des pensions, des veuves et des malades.

4° Une somme égale à 4 p. 100 de la recette brute totale destinée au fonds de renouvellement du matériel roulant.

5° Le loyer des gares communes, des sections de voie et des ateliers communs.

6° Un montant égal à 4 1/2 p. 100 des avances faites par la Société d'exploitation des chemins de fer de l'État pour agrandissement des gares ou travaux extraordinaires.

7° Une somme de 422 francs (200 florins) par kilomètre de ligne au profit de la compagnie du Central néerlandais et pour faire face à ses dépenses d'administration.

8° Un montant égal à 10 p. 100 de la recette totale devant servir au payement de l'intérêt des capitaux engagés par la Société d'exploitation pour exploiter les lignes du Central néerlandais; lorsque la recette kilométrique sera égale ou supérieure à 17 900 francs (8 500 florins), on ne retranchera que 9 p. 100, sans que la somme ainsi obtenue puisse être inférieure à 1 790 francs (850 florins), par kilomètre.

9° Une somme de 3 800 francs (1 800 florins) par kilomètre de ligne au profit de la compagnie du Central néerlandais.

Si après avoir retranché de la recette les montants indiqués dans les paragraphes qui précèdent, il y a un reste, ce reste sera partagé entre le Central néerlandais et la Société d'exploitation dans le rapport de 4/5 à 1/5. Les 4/5 de ce reliquat ajoutés au prélèvement de 3 800 francs (1 800 florins), par kilomètre, fait par le Central néerlandais ne devront pas dépasser les sommes nécessaires au service des intérêts et de l'amortissement du capital de construction, augmentés de 4 p. 100 des capitaux employés pour agrandissement des gares et des voies et pour travaux extraordinaires.

La convention contient une clause relative à la garantie, facultative pour l'obligataire, accordée par la Société d'exploitation aux obligataires du Central néerlandais : pendant un délai de trois années à dater du jour de la prise de possession par la Société d'exploitation, les obligataires pourront demander à jouir de la garantie offerte par la Société d'exploitation pour toute la durée du traité de fermage, et cela dans les conditions suivantes :

1° Payement d'un intérêt de 12f,66 (6 florins) par obligation nouvellement timbrée.

2° Remboursement sur base de valeur nominale de 500 francs (235 florins) de toutes les obligations nouvellement timbrées par la Société d'exploitation, d'après un programme d'amortissement arrêté pour la durée du traité de fermage.

Toutes les avances faites par la Société d'exploitation en exécution de cette clause de garantie seront déduites de la part de recettes brutes revenant au Central néerlandais en vertu des dispositions indiquées plus haut.

La convention prévoit aussi le cas de la cession à l'État, par la Société d'exploitation, de l'exploitation des lignes du Central néerlandais. Cette cession pourra être faite sous la réserve du maintien des clauses et conditions du traité de fermage que nous venons de résumer, par la substitution pure et simple de l'État à la Société d'exploitation.

Pour terminer, nous supposerons que la recette kilométrique annuelle sur les lignes du Central néerlandais soit de 20 000 francs, et nous appliquerons à cette recette les diverses clauses de la convention. Pour établir le reliquat partageable entre la Société d'exploitation et le Central néerlandais, il faut retrancher de la recette de 20 000 francs les sommes suivantes :

Dépense d'exploitation (42 p. 100 de la recette) . .	8 400 francs
Renouvellement de la voie (voie unique). . . . . ,	1 055 »
Fonds de réserve pour incendies, etc.	211 »
Caisse de pensions.	105 »
Renouvellement du matériel roulant (4 p. 100 de la recette).	800 »
Loyers des gares communes.	Mémoire.
Intérêt des dépenses d'agrandissement (4 1/2 p. 100 du capital dépensé).	Mémoire.
Dépenses d'administration du Central néerlandais .	432 francs
Intérêt des capitaux engagés par la Société d'exploitation pour exploiter les lignes du Central néerlandais (9 p. 100 de la recette).	1 800 »
Montant à payer par kilomètre au Central néerlandais.	3 800 »
Montant total des prélèvements à faire sur la recette	16 593 francs

Il restera donc comme reliquat partageable 20 000 — 16 593 = 3 407 francs, dont les 4/5, soit 2 725 francs, sont à ajouter au prélèvement de 3 800 francs fait par le Central néerlandais, et dont il est question plus haut.

Le Central néerlandais recevrait donc par kilomètre une somme

de 6 525 francs, plus 422 francs pour frais d'administration, en tout 6947 francs. A cette somme il faut ajouter un montant égal à 4 1/2 p. 100 du prix d'estimation fixé pour le matériel roulant, les objets mobiliers, les lignes télégraphiques et l'outillage cédés par le Central néerlandais à la Société d'exploitation des chemins de fer de l'État hollandais.

La Société d'exploitation a conclu également un traité d'exploitation avec la compagnie du Sud-Est néerlandais, qui possède la ligne de Tilbourg Bois-le-Duc-Nimègue, longue de 66 kilomètres. Les clauses de ce traité ne diffèrent pas beaucoup de celles du traité du Central néerlandais. A partir du 1er janvier 1883, la Société d'exploitation des chemins de fer de l'État hollandais exploitera le réseau du Sud-Est néerlandais.

Paris, novembre 1882.

Avancement des travaux au tunnel de l'Arlberg. — Au 30 septembre le cube total excavé était de 337 295 mètres cubes.

Au 30 septembre le total des maçonneries exécutées était de 86 109 mètres cubes.

L'avancement de la galerie de base de 58 p. 100 du total.

»	» calotte	54	»
»	de l'excavation totale	44,2	»
»	des revêtements	42,7	»

L'entreprise était en avance pour la galerie de base de 275,8 jours à l'est et de 102 jours à l'ouest. Pour l'achèvement complet du tunnel elle était en retard de 54 jours à l'ouest; mais ce retard va de mois en mois en diminuant.

L'avancement moyen journalier de la galerie de base, depuis l'origine de la perforation mécanique, était de 3m,89 à l'ouest et de 4m,94 à l'est, ou pour les attaques, en moyenne, 4m,415.

On rappelle que les contrats prescrivent 3m,30. Ces conditions ont été toujours en s'améliorant et la moyenne des six derniers mois a été de 5m,385 par jour.

OBJET.	COTÉ EST (Saint-Antoine).								COTÉ OUEST (Laugen).							
	Avancement total au				Avancement pendant le mois.				Avancement total au				Avancement pendant le mois			
	30 juin.	31 juillet.	31 août.	30 sept.	de juin.	de juillet.	d'août.	de sept.	30 juin.	31 juillet.	31 août.	30 sept.	de juin.	de juillet.	d'août.	de sept.
	mètres	mètres	mètres	mètres	mètres	mètres	mètres	mètres	mètres	mètres	mètres	mètres	mètres	mètres	mètres	mètres
Galerie d'avancement ou de base.	2339 6	3005 9	3152 4	3306 3	193 1	166 3	146 5	153 9	2203 9	2353 1	2513	2643 6	155 8	149 2	159 9	130 60
Galerie de faîte ou de calotte.	2632 6	2847 2	2983 1	3118 8					1926 8	2107 3	2301 6	2415 5	123 1			
Excavation complète :																
a) commencée.	141 3	121 8	136 9	82 9	—	—	—	—	173 6	141 5	127 9	113 5	—	—	—	—
b) terminée.	2232 8	2416 5	2597 8	2760 9	212 9	173 7	181 3	163 1	1370 8	1507 4	1323 9	1713 4	294 4	136 6	116 5	89 5
Maçonneries :																
a) commencées.	104 5	85	65 4	72 8	—	—	—	—	152 4	112 6	106 1	79 2	—	—	—	—
b) terminées.	2036 6	2325 0	2508 5	2672 9	174 3	238 4	183 5	164 4	1206 3	1358 8	1479	1604 2	129 9	152 5	121	125 2
Avancement journalier de la galerie de basse :																
a) par jour de travail	6 44	5 53	4 55	5 16					5 16	4 78	5 16	4 84				
b) moyenne du mois.	6 44	5 36	4 73	5 35					—	4 81	5 16	4 36				
Nombre moyen d'ouvriers occupés.							1700	1761							1770	1933

N° 64

BULLETIN BIBLIOGRAPHIQUE.

1882

OUVRAGES FRANÇAIS.

1° Mathématiques pures.

ADHÉMAR (J.). — Traité de la coupe des pierres; par J. Adhémar. 8e *édition*. In-8, VIII-540 p. Paris, lib. Colin et Cie. (23 août.)

AOUST. — Considérations sur les études géométriques et cinématiques de M. Habich de Lima; par l'abbé Aoust. In-8, 38 p. Marseille, imp. Barlatier-Feissat père et fils.

AUTONNE (L.). — Recherches sur les intégrales algébriques des équations différentielles linéaires à coefficients rationnels; par M. Léon Autonne, élève ingénieur des ponts et chaussées, docteur ès sciences mathémathiques. In-4, 85 p. Paris, imp. et lib. Gauthier-Villars. (22 juillet.)

BOURDEAU (L.). — Théorie des sciences; Plan de science intégrale; par L. Bourdeau. 2 vol. in-8, t. I, XX-494 p.; t. II 640 p. Paris, lib. Germer Baillière et Cie. 20 fr. (30 mai.)

CAUCHY (A.).— OEuvres complètes d'Augustin Cauchy, publiées sous la direction scientifique de l'Académie des sciences et sous les auspices de M. le Ministre de l'Instruction publique. 1re série. T. I, in-4, VIII-509 p. Paris, imp. et lib. Gauthier-Villars. 25 fr. (5 juillet.)

COLLIGNON (E.). — Sur la cubature des solides de révolution; par M. Edouard Collignon, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées. In-8, 31 p. avec fig. Paris, imp. Chaix; 4, rue Antoine-Dubois.

CROULLEBOIS, professeur à la Faculté des sciences de Besançon. Théorie des lentilles épaisses. Interprétation géométrique et exposition analytique des résultats de Gauss. In-8, 1882. 3f,50.

DARBOUX (G.). — Sur le problème de Pfaff; par M. G. Darboux, professeur à la Sorbonne. In-8, 46 p. Paris, imp. et lib. Gauthier-Villars. 2 fr. (3 août.)

DUHAMEL (J. M. C.). — Des méthodes dans les sciences de raisonnement; par J. M. C. Duhamel, de l'Institut (Académie des sciences). Troisième partie. 2e *édition*. In-8, x-445 p. avec 66 fig. Paris, imp. et lib. Gauthier-Villars. 7f,50. (10 juillet.)

JORDAN (C.). — Cours d'analyse de l'École polytechnique; par M. C. Jordan, de l'Institut, professeur à l'École polytechnique. T. I. Calcul différentiel. In-8, XVI-378 p., avec 26 fig. Paris, imp. et lib. Gauthier-Villars. 11 fr. (5 juillet.)

LAISANT. — Sur certaines questions de limites; par M. Laisant, docteur ès sciences, député de la Loire-Inférieure. In-8, 12 p., avec 1 fig. Paris, imp. Chaix; 4, rue Antoine-Dubois. (2 juin.)

LAPLACE. — Œuvres complètes de Laplace, publiées sous les auspices de l'Académie des sciences par MM. les secrétaires perpétuels. T. I, II, III et V. 4 vol. in-4. T. I, XXII-403 p. et portrait de Laplace; t. II, XVI-403 p.; t, III, XXII-351 p.; t. V, X-508 p. Paris, imp. et lib. Gauthier-Villars. (5 juillet.)

LAQUIÈRE (E.). — Démonstration rationnelle des premiers principes des déterminants; par M. E. Laquière, ancien élève de l'École polytechnique. In-8, 6 p. Paris, imp. Chaix; 4, rue Antoine-Dubois. (2 juin.)

LEMOINE (E.). Quelques questions de géométrie de position sur les figures qui peuvent se tracer d'un seul trait; par Emile Lemoine, ancien élève de l'École polytechnique. In-8, 6. p. Paris, imp. Chaix; 4, rue Antoine-Dubois. (2 juin.)

MOESSARD (P.). —Topographie et géodésie, cours de Saint-Cyr; par M. P. Moessard, capitaine du génie hors cadre, ancien professeur de topographie à l'École spéciale militaire. 1 vol. in-8, br. 7f,50. Paris, lib. Delagrave.

NICOLAS (J.). — Études des fonctions de Fourier (première et deuxième espèces); par M. J. Nicolas, docteur ès sciences mathématiques. In-4, 91 p. Paris, imp. et lib. Gauthier-Villars. (6 juillet.)

RESAL (H.). — Traité de mécanique générale, comprenant les leçons professées à l'École polytechnique et à l'École nationale des mines; par M. H. Resal, de l'Institut, ingénieur en chef des mines. T. VI; Voûtes; Ponts en charpente; Constructions métal-

liques; Navigation intérieure; Travaux maritimes. In-8, xviii-506 p., avec 827 fig. et 5 planches. Paris, imp. et lib. Gauthier-Villars. 15 fr. (5 juillet.)

Salmon (G.). — Traité de géométrie analytique à trois dimensions; par G. Salmon, professeur à l'université de Dublin. Ouvrage traduit de l'anglais sur la 4e *édition*, par O. Chemin, ingénieur des ponts et chaussées. Première partie : Lignes et surfaces du premier et du second ordre. In-8, xviii-336 p. Paris, imp. et lib. Gauthier-Villars. 7 fr. (10 juillet.)

Simart (G.). — Commentaire sur deux mémoires de Riemann relatifs à la théorie générale des fonctions et au principe de Dirichlet; par M. Georges Simart, docteur ès sciences mathématiques. In-4, 129 p., avec 47 fig. Paris, imp. et lib. Gauthier-Villars. (6 juillet.)

Spring (W.). — Des méthodes scientifiques et de la signification des théories dans les sciences inductives; par M. W. Spring, professeur à l'Université de Liège. Liège, lib. Decquet et Marcel Mersbrasz. Une brochure in-8. 75 cent.

2° Mécanique. — Construction.

Canovetti. — Théories des poutres continues. Recherche du moment fléchissant qui résulte du passage des charges roulantes; par M. Canovetti, ingénieur des arts et manufactures. In-8, 40 p. et planche. Paris, imp. Capiomont et Renault. (12 juin.)

Capol (de). — De l'association des propriétaires d'appareils à vapeur dans l'Ouest; par M. de Capol. In-8, 22 pages, Angers, imp. Lachèse et Dolbeau.

Chabrand (E.). — Étude sur la voie métallique; par E. Chabrand, ingénieur des arts et manufactures. In-8, 29 p. et planche, Saint-Germain, imp. Bardin et Cie.

Clauzel (G.) Étude sur le rivetage; formules générales permettant de déterminer les proportions rationnelles des joints rivés applications diverses et calculs numériques; par M. G. Clauzel, ingénieur des constructions navales. L'ensemble de l'ouvrage comprend un volume grand in-4, avec de nombreuses figures intercalées dans le texte et douze tableaux. Paris, lib. Bernard et Cie. Prix : 15 fr.

Description des machines et procédés pour lesquels des brevets d'invention ont été pris sous le régime de la loi du 5 juillet 1844,

publiée par les ordres de M. le ministre du commerce. T. XXIII. (Deuxième partie). Nouvelle série. In-4, 417 p. et 45 pl. Paris imp. nationale. (28 juillet.)

DEVILLEZ (A.). — Traité élémentaire de la chaleur au point de vue de son emploi comme force motrice; par A. Devillez, directeur de l'École des Mines du Hainaut. Tome II. — Machines à air comprimé. — Machines à vapeur. Un vol. in-8 avec 13 planches, 15 fr. Le tome Ier, paru en 1881, comprenant : Machines à air chaud, machines à gaz, air comprimé, appareils à comprimer l'air, forme 1 vol. in-8, avec 12 planches. Paris, Baudry, édit. Prix 10 fr.

DUGUET (Ch.). — Déformation des corps solides. — Limite d'élasticité et résistance à la rupture. Première partie. Statique spéciale. Paris, 1882. In-8. XVIII-213 pp. Mit Abbildgn. Prix : 8 fr.

EVRARD (Alfred). — Les moyens de transport appliqués dans les mines, les usines et les travaux publics; par Alfred Evrard. Deux vol. in-8, avec un atlas de 123 planches in-folio, contenant 1 400 figures. Prix : 100 fr. Le 4e fascicule, qui vient de paraître et qui termine cet important ouvrage, coûte 25 fr. Paris, Baudry, édit.

HERMANN. — Statique graphique des mécanismes; par Hermann, professeur à Aix-la-Chapelle, traduit de l'allemand; par Schmitz et Castin, ingénieurs. 1 vol. in-4 avec 8 pl. Prix : 12 fr. Paris, lib. Bernard et Cie.

HULEWICZ. — Calcul de résistance des poutres droites à plusieurs travées. 1 broch. in-8, 4 fr. Paris, Baudry.

LINGLIN. — Étude simplifiée de la distribution de la vapeur par tiroirs. 1 broch. in-8 avec 50 fig. dans le texte. 2^{f},50. Paris, lib. Baudry.

— Traité élémentaire de la résistance des matériaux. Premier livre. Théorie générale. 2e *édition*. 1 vol. in-8 avec 160 fig. dans le texte 7^{f},50. Le livre II (Applications générales) forme 1 vol. in-8 avec 120 fig. dans le texte, qui a paru en 1880, et qui est du prix de 10 fr. Paris, lib. Baudry.

MAURER (M.). — Statique graphique appliquée aux constructions, toitures, planchers, poutres, ponts, etc.; par Maurice Maurer, ingénieur, professeur agrégé à l'école polytechnique de Budapest. Avec un atlas de 19 pl. in-4. In-8, II-244 p. Laval, imp. Jamin. Paris, lib. Baudry,

PERSIN (de). — Série de prix H. de Persin, pour le règlement normal des travaux de serrurerie et charpentes métalliques, paratonnerres, sonnetteries diverses et porte-voix. Précédée des

renseignements nécessaires à l'établissement des devis et mémoires, ainsi qu'à leur vérification, et comprenant le poids des fers, ronds et carrés; le poids des fontes, tuyaux, gargouilles, canivaux; le poids des fers à I simples, doubles et larges ailes; les tableaux de résistance des matériaux employés dans la construction, ainsi que la résistance à la flexion, compression, traction et torsion des fers plats, ronds, carrés et tous les fers spéciaux du commerce, et la charge que chaque échantillon peut porter; tableaux de résistance des poutrelles composées en tôle et cornières ainsi que des colonnes en fonte pleines ou creuses, etc.; par H. de Persin, ingénieur civil, expert, métreur vérificateur spécial en serrurerie et charpentes métalliques. 1 joli carnet de poche, allongé, reliure souple. Prix : 6 fr. Paris, lib. Baudry.

3° Navigation maritime et intérieure.

Annuaire des marées de la Basse-Cochinchine et du Tong-Kin pour l'an 1883; par M. G. Héraud, ingénieur hydrographe de la marine. In-32, 43 p. Paris, imp. nationale; lib. Challamel aîné, 75 cent. (10 septembre.)

Bœmches (F.). — Mémoire sur le port de Trieste; par M. Frédéric Bœmches, ingénieur, directeur des travaux du port de Trieste. In-8°, 16 p. avec 55 fig. Paris, imprimerie Chaix; 4, rue Antoine-Dubois. (16 juin.)

Bouquet de la Grye. — La Mer à Paris; par M. Bouquet de la Grye, ingénieur hydrographe de la marine. In-8°, 15 p. Paris, imp. Tolmer et Cie; 7, rue des Grands-Augustins. (29 juin.)

Bouquet de la Grye. — Dynamique de la mer; Port de la Rochelle; par M. Bouquet de la Grye, ingénieur hydrographe de la marine. In-8°, 24 p. Paris, imp. Léautey. (22 septembre.)

Carte de la navigation et des eaux intérieures de la Belgique. 1 feuille : 4 fr. Bruxelles. lib. Decquet et Duhent.

Cosson (E.). — Sur le projet de création en Algérie et en Tunisie d'une mer intérieure; par E. Cosson. de l'Institut (Académie des sciences). In-4°, 52 p. et carte. Paris, imp. et lib. Gauthier-Villars. (6 juillet.)

Dary (Georges). — La Navigation électrique; par Georges Dary. Un vol. in-12 avec 17 fig. : 1f,50. Paris, Baudry, éditeur.

GONDINEAU (J.). — Les Obstructions de la Gironde et de ses affluents, causes et remède ; par J. Gondineau, membre du conseil général de la Gironde. In-8°, 48 p. Bordeaux, imp. Durand.

HERSENT. — Communication sur le canal de Panama ; par M. Hersent. In-8°, 20 pages et planche. Paris, imp. Capiomont et Renault. (17 août.)

JANET (C.). — Le Tunnel sous-marin du Pas-de-Calais, compte rendu d'une visite aux travaux préliminaires, présenté à la Société académique de l'Oise dans la séance du 20 mars 1882, par M. Charles Janet, ingénieur des arts et manufactures, membre de la Société géologique de France. In-12, 12 p. Beauvais, imp. Père.

LENTHÉRIC et DEMAY. — Canal de navigation du Rhône au port de Cette ; Projet de M. l'ingénieur en chef Lenthéric, suivi d'une proposition de variantes au projet, par Demay. In-4°, 23 p. et carte. Cette, imp. Cros.

MILLIOT (B.). — Le Dessèchement du lac Fetzara ; par M. le docteur Benjamin Milliot. In-8°, 6 p. Paris, imp. Chaix ; 4, rue Antoine-Dubois. (19 août.)

VAUTHIER (L. L.) — Étude sur les ports extérieurs : Bordeaux. — Nantes. — Rouen, par M. Vauthier, ingénieur des Ponts et Chaussées, membre du conseil municipal de Paris et du conseil général de la Seine. Paris, 1882, librairie Chaix. Prix : 2 fr.

VIANSSON (L.). — Histoire du canal de l'Est (1874-1882) ; par L. Viansson, secrétaire de la commission interdépartementale du canal de l'Est. In-8°, 536 p. Nancy, imprimerie et librairie Berger-Levrault et Cie.

4° Chemins de fer.

AURIAC (A. d'). — Le Wagon-télégraphe ; Notice sur son système d'appareil électrique, permettant aux trains en marche de communiquer entre eux et avec les stations, à leur gré et d'une manière constante, etc. ; par Augustin d'Auriac. In-12, 8 p. Paris, Desnos, ingénieur, 11, boulevard Magenta.

BACLÉ (L.). — La Mécanique moderne : Les voies ferrées. — L'histoire. — La route métallique. — Le moteur mécanique. — Les trains en marche. — Les chemins de fer dans les montagnes. — Les voies ferrées dans les villes. Paris, 1881. In-8°. VII, 323 pp. Prix : 13 fr. 50.

Brière (A.). — Lettres sur le transsaharien ; par A. Brière, secrétaire de la commission des chemins de fer. In-8°, 43 p. Paris, imp. Chaix : aux bureaux du journal *la Réforme des chemins de fer*. (29 août).

Bordes-Pagès. — Chemins de fer transpyrénéens. Ce qui se passe en Espagne ; par le docteur Bordes-Pagès. In-16, 15 p. Foix, imp. Barthe.

Bordes-Pagès. — Chemin de fer transpyrénéen par le Salat-Noguéra ; Comparaison avec le tracé par Luchon ; par le docteur Bordes-Pagès. In-12, 15 p. Foix, imp. Barthe.

Chabrier. — Les Chemins de fer économiques ; par M. Chabrier, ingénieur civil à Paris. In-8°, 7 p. Paris, imp. Chaix ; 4, rue Antoine-Dubois. (16 juin.)

Cossmann. — Applications de l'électricité au matériel des chemins de fer, par Cossmann. In-8° avec planches hors texte et de nombreuses gravures dans le texte. Prix : 3 fr. Paris, lib. du Génie civil.

Cossmann. — Considérations sur l'emploi du Block system, par Cossmann. In-8°. Prix : 1 fr. Paris, lib. du Génie civil.

Dubuisson. — Particularités des voies ferrées en plan et en profil. Fascicule 8 des Regains scientifiques, par J. Dubuisson, ingénieur, chef de section, 1 fort vol. de 168 p. et nombreuses figures. Prix : 4 fr. Paris, lib. Bernard et Cie.

Fisquet (H.). — Histoire générale des chemins de fer ; par M. H. Fisquet, grand in-4° oblong à 3 col., 39 p. Paris, lib. le Vasseur. (31 mai.)

Hirsch. — Chemins de fer. Frein continu, système Wenger : par M. Hirsch, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées. In-8°, 16 p. et 1 pl. de fig. Paris, imp. Chaix ; aux bureaux des publications du journal *le Génie civil*. (16 mai.)

Marteau (A.). — Le Chemin de fer du Saint-Gothard et son influence au point de vue des intérêts français ; par Amédée Marteau. In-8°, 40 p. Paris, imp. Cusset. (6 septembre.)

Ratuld (de). — Note sur l'éclairage au gaz des voitures de chemins de fer ; par M. de Ratuld, ingénieur civil, inspecteur des services de l'éclairage et du chauffage au chemin de fer du Nord. In-4°, 30 p. Paris, lib. Dunod.

Rovel. — Manuel des chemins de fer à l'usage des officiers ; par le commandant Rovel. In-18 jésus, 123 p. et carte. Paris, imp. et lib. Baudoin et Cie, 2f,50. (5 juin.)

Rouget. — Recueil de tables et formules. Chemins de fer, routes et canaux, par Rouget, sous-chef de section de chemin de

fer d'État. Broch. in-8° de 36 p., 2 fr. Paris, lib. Bernard et Cie.

SALIN (H.). — Manuel pratique des poseurs de voies de chemins de fer ; par Henri Salin, inspecteur de la voie au chemin de fer d'Orléans. *Nouvelle édition.* In-18 jésus, XII-214 p., avec 70 fig. et planche. Paris, lib. Dunod. (3 juillet.)

SERAFON. — Les tramways et chemins de fer sur routes, par Serafon, ingénieur, directeur de tramways. Un vol. in-8° de 384 p. et 176 fig. Cart. 7 fr. 50. Paris, lib. Bernard et Cie.

SOUCAZE (A.). — Le Chemin de fer des Pyrénées ; par A. Soucaze, conseiller général. In-16, 19 p. Tarbes, imp. Croharé. (1881.)

— Le Chemin de fer des Pyrénées; par A. Soucaze, conseiller général. In-16, 29 p. Tarbes, imp. Croharé.

5° Législation, Administration, Économie politique.

BAUDRILLART (H.). — Histoire du luxe privé et public depuis l'antiquité jusqu'à nos jours ; par H. Baudrillart, de l'Institut. T. IV et dernier ; le Luxe dans les temps modernes. 2e *édition.* In-8, 744 p. Paris, lib. Hachette et Cie, 7f,50 (11 juillet).

Les Compagnies de chemins de fer et le Public. Broch. in-8, 1f,50. Paris, lib. Firmin Didot.

CHAUVEAU (A.). — Journal du Droit administratif, fondé en 1853, par Chauveau (Adolphe), ancien avocat au Conseil d'État, ancien doyen de la Faculté de droit de Toulouse ; continué par Amb. Godoffre et Rozy, dirigé par G. Poignant, docteur en droit, avocat à la Cour de Paris ; C. Bazille, docteur en droit, avocat au Conseil d'État et à la Cour de cassation ; A Gauthier (de Clagny), avocat à la Cour de Paris ; contenant les Lois, Décrets, Arrêtés, Ordonnances de police, Instructions, etc., Jurisprudence du Conseil d'État, des Conseils de préfecture, des Cours et Tribunaux en matière générale, départementale et communale. Premier cahier. Janvier 1882. Le deuxième cahier (février), paraîtra incessamment, et les suivants seront publiés rapidement, de façon à mettre cette publication au courant. Prix de l'abonnement : Paris et départements, 12 fr. par an. Paris, Durand, Pédone-Lauriel, éditeurs.

LLIGNON (H.). — Droit romain : De l'expropriation pour cause d'utilité publique ; droit français : les Conflits d'attribution ; par

Henri Collignon, avocat, docteur en droit. In-8, 294 p. Paris, lib. Chevalier-Marescq.

Ducrocq (T.). — La Corvée des grands chemins et sa suppression en France, et spécialement en Poitou; par Th. Ducrocq, professeur à la faculté de droit de Poitiers. In-8, 27 p. Toulouse, imp. Chauvin et fils; Paris, lib. Thorin.

Économie (l') politique des chemins de fer, à propos des idées de rachat : par Un Économiste. In-18 jésus, IV-104 p. Paris, imp. Chaix. 1 fr. (16 juin).

Gisclard (Aug^te^). — Code des Chemins vicinaux et des routes départementales ; par Auguste Gisclard, avocat à Périgueux, ancien conseiller de préfecture, ancien maire. Deux vol. in-12. 7 fr. Paris, Durand et Pedone-Lauriel, éditeurs.

— Code des Chemins de fer d'intérêt local ; par A. Gisclard, avocat à Périgueux. Un vol. in-18 jésus. 3 fr.

Jacob (M.). — Le Rachat et les Tarifs de chemins de fer en France et à l'étranger; par Max Jacob. In-8, 62 p. Paris, imp. et lib. Chaix. 2 fr. (13 juin).

Govare (P.). — Traité des avaries communes et de leur règlement; par Paul Govare, docteur en droit, avocat à la cour d'appel de Paris. In-8, x-206 p. Paris, imp. et lib. Cotillon et Ce. 4^f^,50. (30 juin.)

Houba (Eug.). — Code belge à l'usage des propriétaires, ingénieurs, architectes, entrepreneurs, industriels, conducteurs, etc., par Eug. Houba, ingénieur civil. Un vol. in-12, 10 fr. Bruxelles, lib. Decq et Duhent.

Lebret (Georges). — Étude sur la propriété foncière en Angleterre ; par Georges Lebret, chargé de cours à la Faculté de droit de Caen. Un vol, in-8°, 6 fr. Paris, lib. A. Marescq.

Lefebvre (C.). — Etude sur les lois constitutionnelles de 1875 ; par Charles Lefebvre, professeur agrégé à la faculté de droit de Paris. In-8, 257 p. Paris, lib. Chevalier-Marescq. (8 août.)

Lejeune. — La question des chemins de fer devant le Parlement en 1882. (Le rachat et les tarifs.) Une broch. in-8, 1^f^,50. Paris, Baudry.

Marie (J.). — De l'administration départementale. T. I : Des conseils généraux ; par J. Marie, avocat, professeur à la faculté de droit de Rennes. In-8°, XXXII-470 p. Rennes. imp. Baraisse et Ce; Paris, lib. Chevalier-Marescq, 6 fr.

Michel (G.). — Les Chemins de fer de l'État belge devant le Parlement, discussion du budget des travaux publics pendant la session de 1882; par Georges Michel, rédacteur du *Parle-*

ment. In-8, XIII-143 p. Orléans, imp. Puget et Cᵉ, Paris, lib. Dentu.

MOREAU (Auguste). — Les Chemins de fer d'intérêt local et la loi du 11 juin 1880. Extrait des mémoires de la Société des ingénieurs civils, par Auguste Moreau. In-8, 1f.50. Paris, lib. du Génie civil.

NICOLESCO (T.). — L'État voiturier, étude sur le rachat des chemins de fer et leur exploitation par l'État; par Théodore Nicolesco, ex-fonctionnaire aux chemins de fer roumains, etc. In-8, 33 p. Paris, imp. Capiomont et Renault. (1er août.)

NOEL (O.). — Le Socialisme d'État et la Question économique en France : I. Le Rachat des chemins de fer ; par Octave Noël, de la Société d'économie politique de Paris. In-8, 64 p. Paris, imp. Hennuyer; aux bureaux de la *Revue britannique*. (25 mai.)

6° Physique, Météorologie, Géologie, Minéralogie.

BOULARD (J.). — Production et applications de l'électricité. I, Machines magnéto et dynamo-électriques, groupe 1, classe 3; II, Moteurs électriques et transport des forces, groupe 4, classe 9; par J. Boulard. In-8, 158 p. avec 137 fig. Paris, imp. Chaix; au journal *le Génie civil*. (10 septembre.)

CHÈVREMONT (A.). — Les Mouvements du sol sur les côtes occidentales de la France et particulièrement dans le golfe Normanno-Breton. Grand in-8, 487 p. et 14 pl. coloriées. Châteauroux, imp. Majesté ; Paris, lib. Leroux, 15 fr.

Congrès international des électriciens en 1881. Comptes rendus des travaux. Un vol. in-8 de 400 p. avec nombreuses figures dans le texte, publié par ordre du gouvernement. 12 fr. Paris, librairie Masson.

DELARGE (F.). — Notes sur l'électricité dynamique. Paris, 1882. In-8.

FOUQUÉ (F.) et MICHEL LÉVY. — Synthèse des minéraux et des roches ; par MM. F. Fouqué, membre de l'Institut, professeur au collège de France; Michel Lévy, ingénieur des mines, attaché au service de la carte géologique de la France. Un vol. in-8 de 422 p. avec une planche en photochromie, 12 fr. Paris, librairie Masson.

RIEL (C.). — Traité pratique d'électricité, comprenant les applications aux sciences et à l'industrie. Fasc. 1. Paris, 1882, in-8.

HEBERT (F. F.). — Études sur les lois des grands mouvements de l'atmosphère et sur la formation et la translation des tourbillons aériens ; par F. F. Hébert, professeur de physique au lycée de Rennes, docteur ès sciences physiques. In-8, 95 p. et 6 planches coloriées. Versailles, imp. Aubert.

HIRN (G.-A.). — Recherches expérimentales sur la relation qui existe entre la résistance de l'air et sa température. Conséquences physiques et philosophiques, qui découlent de ces expériences. (" Mémoires de l'Académie royale des sciences, des lettres et des beaux-arts de Belgique ".) Colmar, 1882.

LAPPARENT (de). — Traité de géologie ; par A. de Lapparent, ancien ingénieur au corps des mines, ancien président de la société géologique de France, fascicule 6, p. 801 à 960, fig. 312 à 489. Le Traité de Géologie de A. de Lapparent sera terminé en 1882. L'ouvrage complet formera un volume grand in-8 de 1250 p. avec 625 gr. dans le texte. 24 fr. Paris, Savy, éd.

MAURICE LÉVY. — Sur les unités électriques. Paris, Gauthier-Villars, 1882, in-8, 40 p.

MARCHEGAY. — Les Réseaux téléphoniques des grandes cités ; par M. Marchegay, ingénieur civil des mines à Lyon. In-8°, 8 p. Paris, imp. Chaix; 4 rue Antoine-Dubois. (2 juin.)

MASCART (E.) et J. JOUBERT. — Leçons sur l'électricité et le magnétisme ; par E. Mascart, directeur du bureau central météorologique, et J. Joubert, professeur au collège Rollin. T. I. Phénomènes généraux et théorie. In-8, II-740 p. avec 127 fig. Paris, lib. G. Masson.

Mémorial des poudres et salpêtres, publié par les soins du Service des poudres et salpêtres, avec l'approbation du Ministre de la Guerre. T. I, liv. I. In-8, VII p. et première partie, 208 p.; deuxième partie, p. 1 à 48. Paris, imp. et lib. Gauthier-Villars.

DU MONCEL (T.). — Le Microphone, le Radiophone et le Phonographe ; par le comte Th. du Moncel, de l'Institut. In-18 jésus, 308 p., avec 119 fig. Paris, imp. Lahure; lib. Hachette et Ce, 2^f,25. (26 juin.)

NANSOUTY (M. de), R. ANDRA, A. FICHET et A. ANGOT. — Revue de l'Exposition internationale d'électricité; Exposition des Ministères de la Guerre et de la Marine (groupe IV, classe 6) ; par Max de Nansouty et R. Andra. Les Téléphones (groupe IV, classe 7) ; par A. Fichet. Les Enregistreurs météorologiques (groupe IV, classe 6) ; par A. Angot. In-8, 39 p. Paris, imp. Chaix. (16 juin).

PARVILLE (Henri de). — L'Électricité et ses applications, exposition de Paris ; par M. Henri de Parville. L'Électricité.— L'Exposition de

Paris. — Curiosités de l'Exposition. — Production de l'électricité. — Électricité dynamique. — Générateurs mécaniques d'électricité. — Les Moteurs qui commandent les machines électriques. — Moteurs électriques. — Transmission électrique de l'énergie. — Emmagasinement de l'électricité dynamique. — Circuits électriques. — Les Lampes. — Les Bougies électriques. — Lumière électrique par incandescence. — Téléphonie électrique. — Curiosités diverses. — Applications industrielles récentes. Un vol. in-18 de 536 p. avec 187 fig. dans le texte, richement cart. : 6 fr. Paris, G. Masson, éditeur.

Ricou (R. V.). — Les Lampes électriques à l'exposition internationale d'électricité (groupe IV, classe 8); par R. V. Ricou, ingénieur des arts et manufactures. In-8, 75 p. avec 32 fig. Paris, imp. Chaix; aux bureaux des publications du journal *le Génie civil* (16 mai.)

Ricou (R. V.). — Manuel d'électrométrie industrielle; par R. V. Ricou, ingénieur des arts et manufactures. Publication du *Génie civil*. Un vol. in-8 de 154 p. 5 fr. Paris, lib. Masson.

Spring (W.). — Sur le développement de l'électricité statique; par M. W. Spring. Une broch. in-8. Liège, lib. Decquet et Marcel Niersbrasz.

Tribolet (de). — Cours de minéralogie générale et appliquée; par M. de Tribolet, professeur à l'Académie de Neuchâtel. Un vol. gr. in-8 de 260 p., avec 16 pl. représentant 200 fig. : 8 fr. Paris, lib. Savy,

7° Agriculture. — Irrigations. — Sujets divers.

Bonnefin (F. A.). — Plus rien aux égouts, ou salubrité avec économie : considérations générales et particulières sur les immondices des villes et leur traitement rationnel et salutaire; par F. A. Bonnefin. In-8, 16 p. Paris, imp, Schmidt. (13 juin).

Brunfaut (Jules). — Les odeurs de Paris, 2e *édition*; par M. Jules Brunfaut, ingénieur civil. 1 beau vol. in-8. Prix : 12 fr. Paris, lib. Ve Ambroise-Lefèvre.

Delafond. — Note sur la fabrication de l'acier au moyen de fontes phosphorescentes aux usines du Creusot; par M. Delafond, ingénieur des mines. In-8, 27 p. Paris, imp. lib. Dunod. (12 août.)

Derschau (de). — Note sur l'épuration des eaux d'alimentation des chaudières; par M. le baron de Derschau. In-8, 8 p. et pl. Paris imp. Capiomont et Renault. (17 août.)

Duponchel (A.). — Théorie des alluvions artificielles, fertilisation des landes et réservoirs d'aménagement des eaux de crue dans la région des Pyrénées; par A. Duponchel, ingénieur en chef des ponts et chaussées. In-8, 332 p. et 3 cartes. Montpellier, imp. Boehm et fils; Paris, lib. Hachette et Cie. 5 fr.

Durand-Claye (A.). — État de la question des eaux d'égout en France et à l'étranger. 1° Rapport à la section du génie rural de la Société des agriculteurs de France; par M. A. Durand-Claye, ingénieur en chef des ponts et chaussées; 2° Extrait des procès-verbaux de la Section d'horticulture. In-8, 8 p. Paris, imp. Noizette. 30 cent.

Gobin (A.). — Note sur les égouts de Lyon, au point de vue de l'assainissement de la ville; par M. A. Gobin, ingénieur en chef des ponts et chaussées. In-8, 16 p. Lyon, imp. Pitrat aîné.

Suffit (J.). — Ventilation par refroidissement, étude sur la ventilation des salles de réunion, et particulièrement des salles d'écoles, des casernes, des hôpitaux, des logements d'animaux dans les fermes, et des wagons, avec 50 croquis dans le texte; par J. Suffit, de la Société centrale des architectes, expert près le tribunal de commerce de la Seine. In-8, IV-136 p. Évreux, imp. Hérissey; Paris, lib. A. Lévy. 6 fr.

TABLES

DES MÉMOIRES ET DOCUMENTS

PUBLIÉS

DURANT LE 2e SEMESTRE DE 1882.

PREMIÈRE TABLE.

RÉCAPITULATION DES ARTICLES PAR ORDRE D'INSERTION.

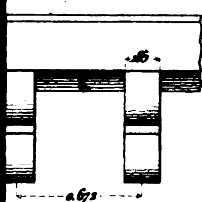
NUMÉROS des articles.	RAPPEL des cahiers.	INDICATION DES ARTICLES.	NUMÉROS des pages.	NUMÉROS des planches.
		Chronique [décembre].		
62	12	Du recrutement du corps des ponts et chaussées; par M. Tarbé de Saint-Hardouin, insp. gén., directeur de l'Ecole.	600	
63	12	Note sur la convention de fermage de l'exploitation des lignes du chemin de fer central Néerlandais; par M. Baum, ing. des p. et ch..	602	
»	12	Le tunnel de l'Arlberg.	606	
64		Bulletin bibliographique d'ouvrages français. . . .	608	

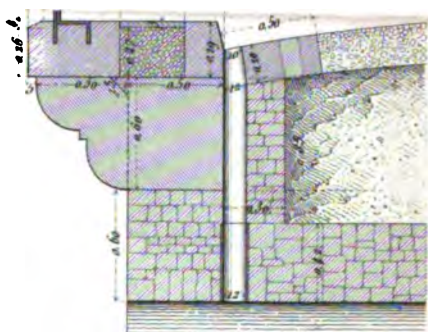
DEUXIÈME TABLE

ANALYSE DES MATIÈRES PAR ORDRE ALPHABÉTIQUE

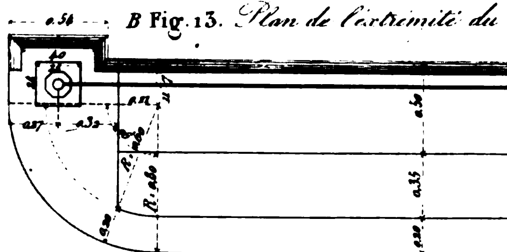
Echelle A 0.0025 pour 1 mètre. sur 10 mètres.

Gravé par E. Perot





B Fig. 13. *Plan de l'extrémité du Trottoir.*



Gravé par E. Perot

Action d'un poids de 20k au rein droit.

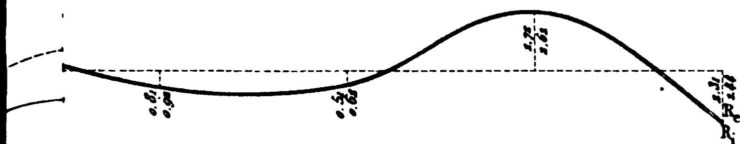


Fig. 16.

δz et δx

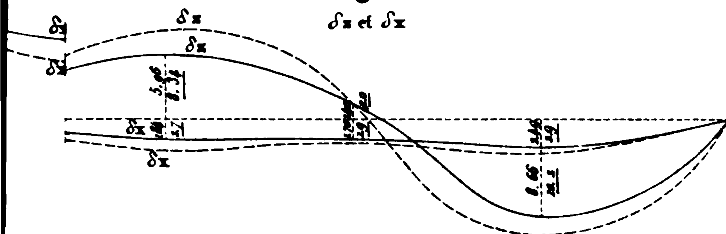
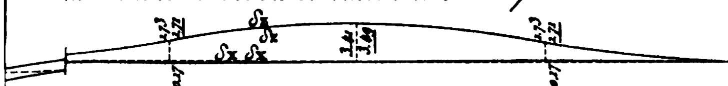


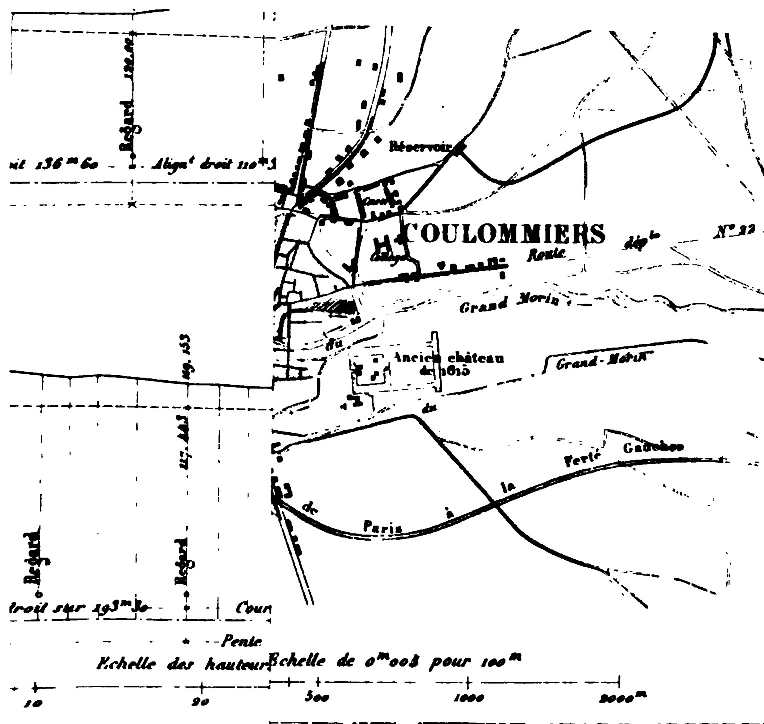
Fig. 17.

...tion d'un accroissement de 10° dans la température:
les courbes observées et calculées se confondent.

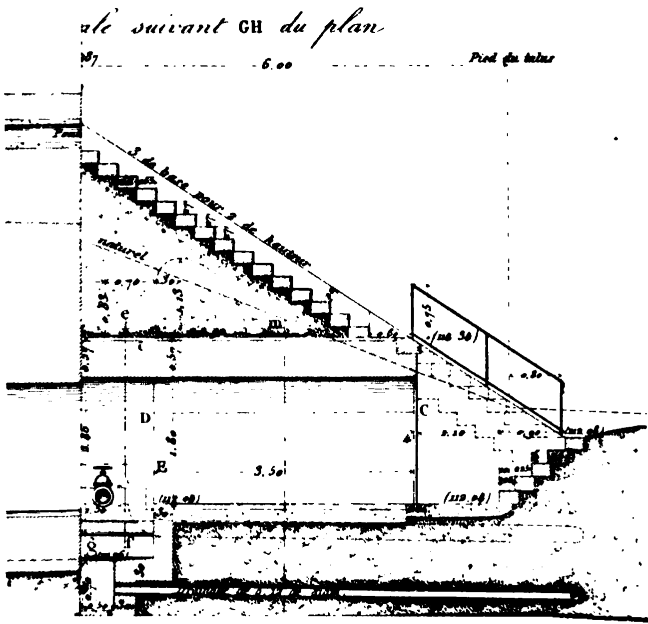


...ires les pleines sont calculées, les courbes ponctuées sont observées.

Gravé par E. Pérot



Gravé par F. Pérot


...ale suivant GH du plan
6.00
Pied du talus
3 de base pour 2 de hauteur
naturel
D
E
C
3.50
m
e



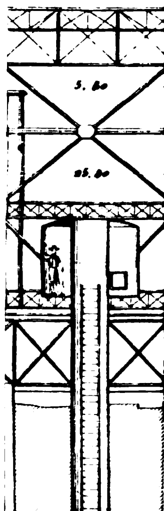
2 ans
21 mois
18 mois
15 mois
12 mois
9 mois
6 mois

CIMENT AVEC SABLE FIN
(sables des dunes)

CIMENT AVEC GROS SABLE
(dit gravier)

T PUR

Coupe long

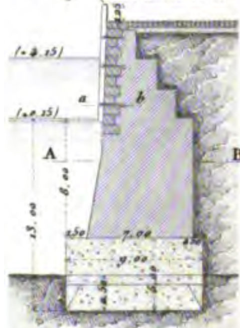


Coupe du mur

B Fig. 1 { Fondation à 10m50 sous marée basse

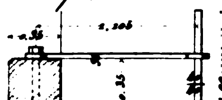


B Fig. 2 { Fondation à 13m00 sous marée basse

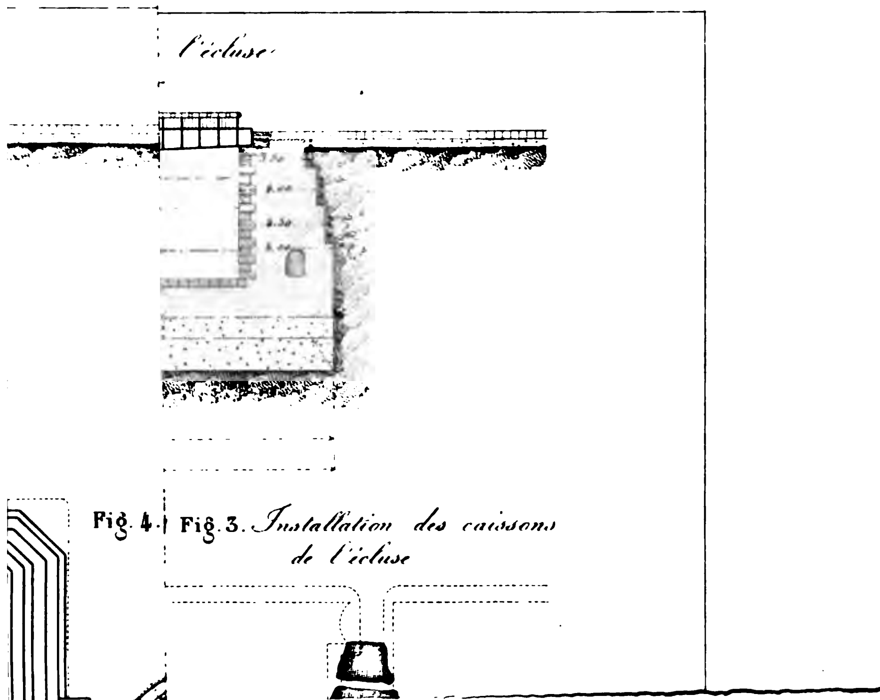


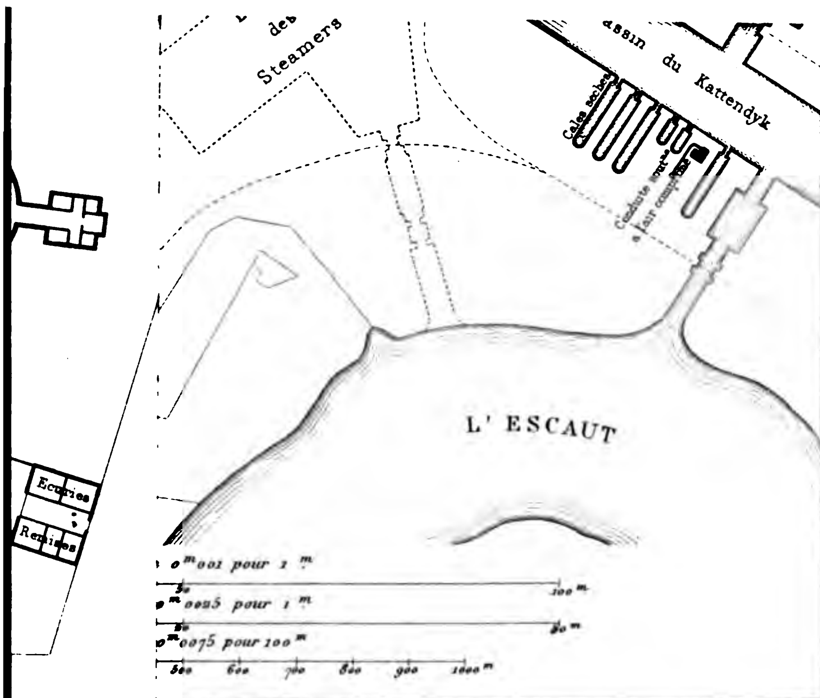
C Fig. 3. *Poteau de garde*

Coupe suivt a b

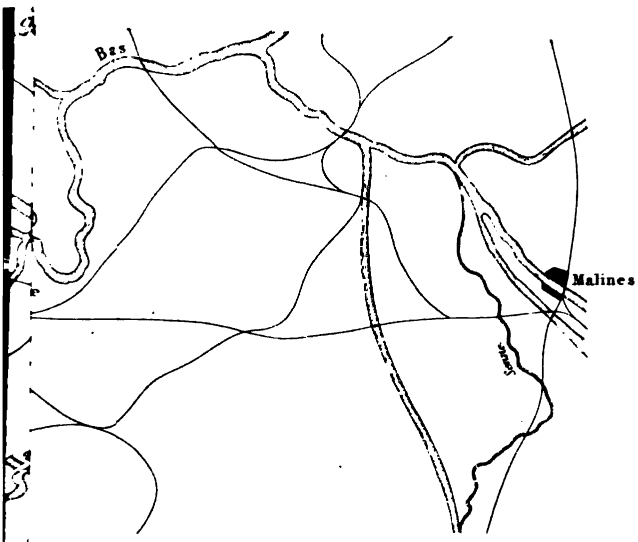


T DES FOQUE. 1882. Pl. 15.





Gravé par E. Pérot.



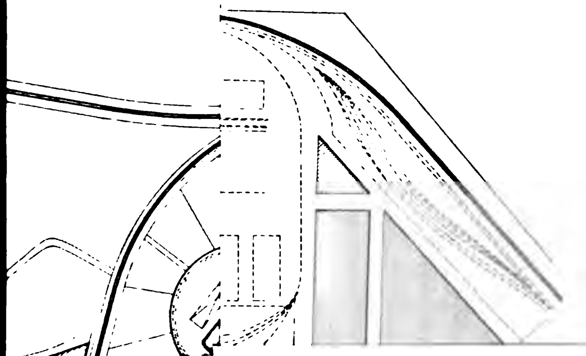
Echelle de $0^{m}0032$ *pour* 1000^{m}

10000 20000 30000^{m}

Gravé par E. Pérot

PORT. AVA

A Fig. 1. *Plan*



OIS. PROPULSEU

1882 Pl. 19

des navires
nt de Gand

350.000 T

300.000 T

l'entrée

250.000 T

trée

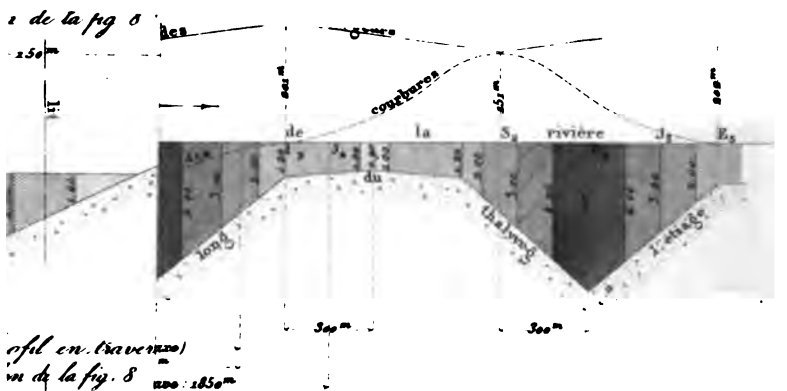
Légend

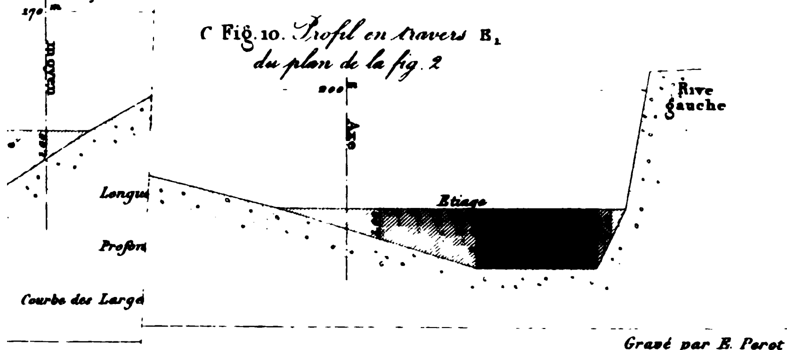
A Drague (Mr de A

B Propulseur (Mr

C Tuyaux de cond

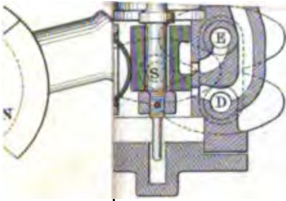
dragages refo

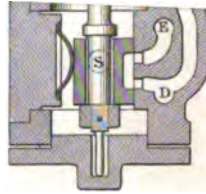




C Fig. 10. Profil en travers B_1
du plan de la fig. 2

Gravé par E. Perot

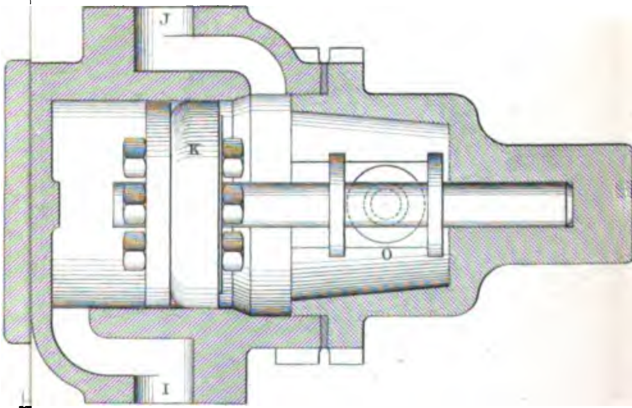




'équilibre

li

Robinet
e vidange

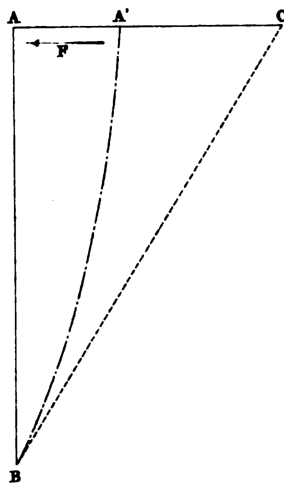


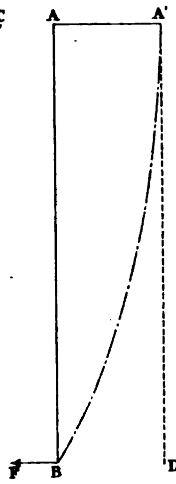
Gravé par B. Pérot



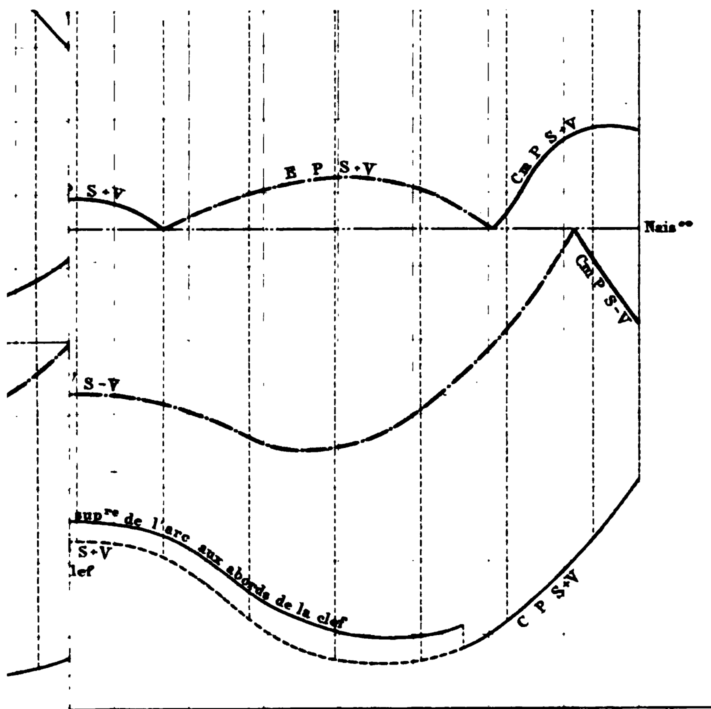
de l'élévation générale

10





Gravé par E. Pérot



Gravé par E. Pérot

SAINT

on Génér

300. 93

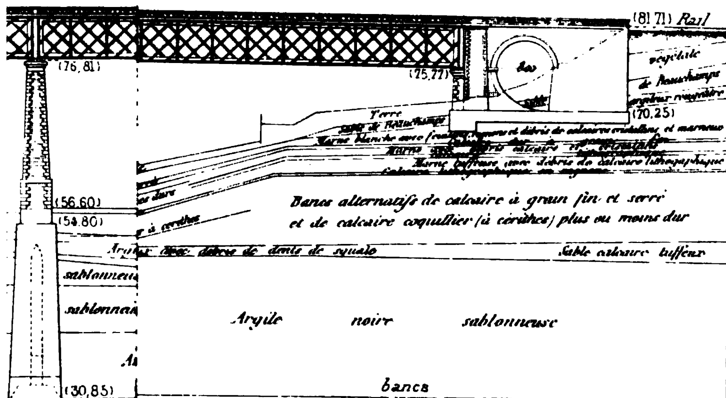
257. 83

57.665

0.216

22.035

21.78



eau de la fond

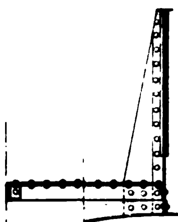
la fondation

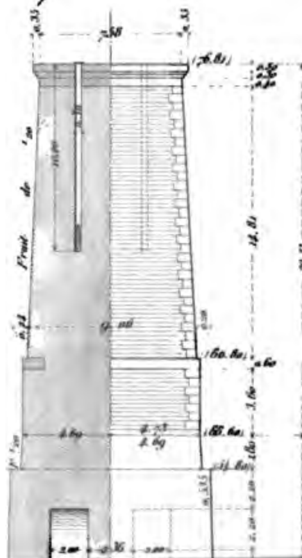
NT-LEG

Pile N.° 2

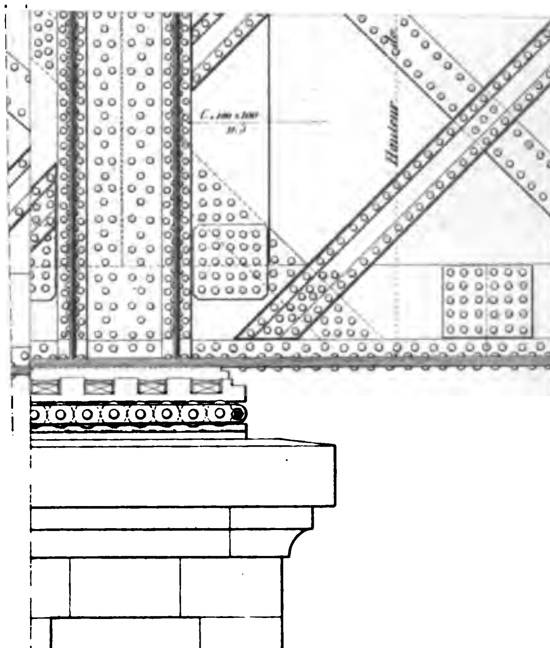
Fig. 3. *Demi Coupe transle Demi Élévation*

Coupe de console





g. 4.

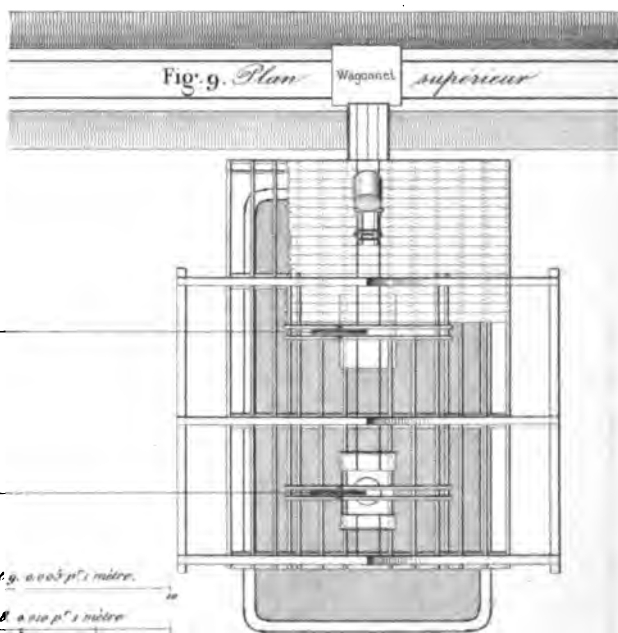


Echelle de

2

Gravé par E. Pérot

Fig. 4. *Demi Elévation. Demi Coupe transv.le*



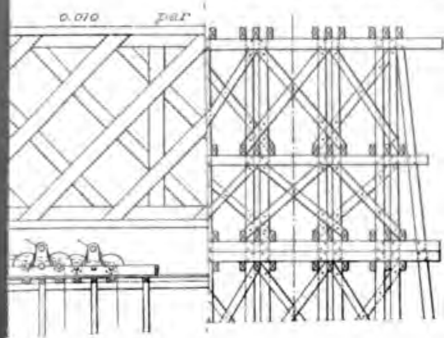
Gravé par Pérot.

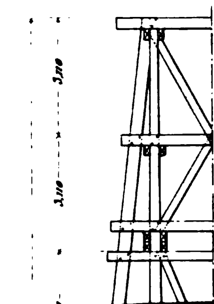
T DU VAL

...uce

...tion des travaux ... Palée en charpente

Fig. 2. E... ...3. Élévation transv.le Fig. 4. Demi Élév.n long.le





VAL SAI

place des cou

Fig. 4. *Élévation latérale*

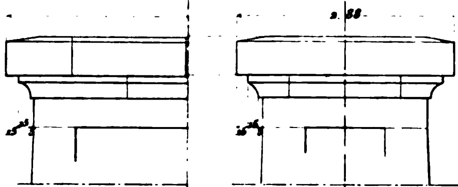
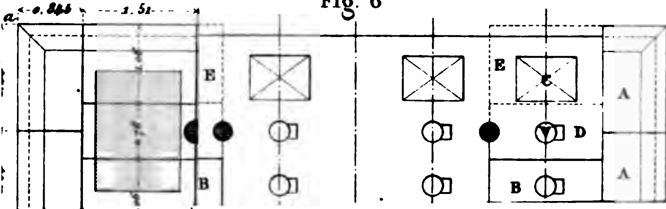
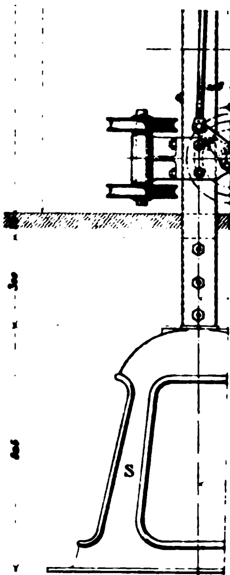
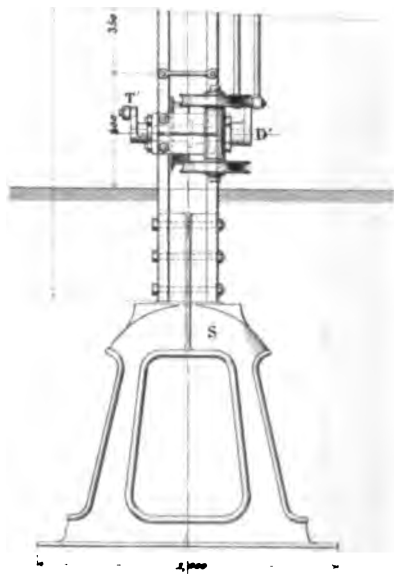


Fig. 6







Gravé par E. Pérot

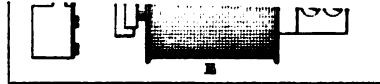


Fig. 13

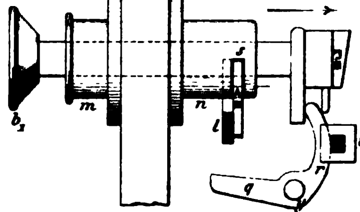
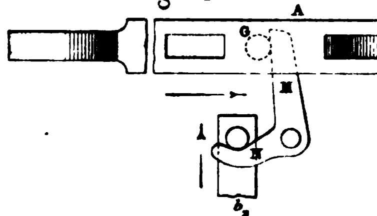


Fig. 14.



Gravé par E. Pérot